

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présenté par :

SI MERABET Chahinez
MESSAR Sid Ali

Sujet du mémoire

***Etude et calcul d'un bâtiment à usage multiple
en (R+7) implanté à Chlef : Influence du
contreventement par des voiles.***

Soutenu publiquement le 10 Juin 2025 devant le jury composé de :

M. BOUAKKAZ	Khaled	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. KERROUM	Nadir	Examineur
M. CHIKH	Abdelbaki	Examineur

Promotion 2024/2025

Remerciement

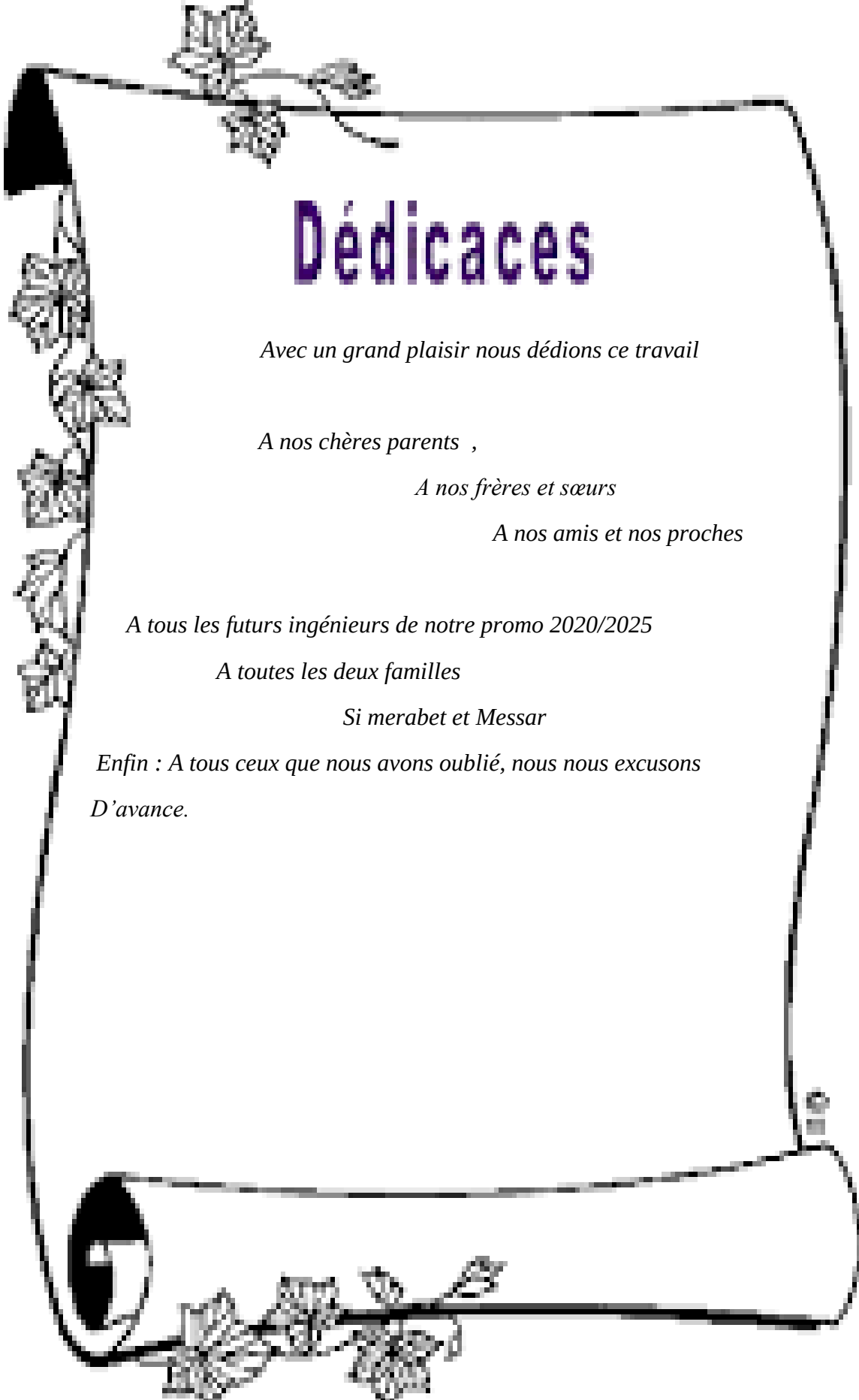
Allah le bénéfique soit loué qu'il nous guides sur la bonne voie .

Tout d'abord , nous remercions notre encadrant M. KRIM . A pour le
Suivi et ses conseils avisés qui nous ont permis de finir ce travail .

En suite ,nous remercions tous les professeurs qui nous ont
Accompagnés pendant ces 5 dernières années .

Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer notre
Travail de fin de cycle .

En fin , nous remercions les ingénieurs qui nous ont idée et accompagné
(ENG.GHANA) et (Mr.SAFA)



Dédicaces

Avec un grand plaisir nous dédions ce travail

A nos chères parents ,

A nos frères et sœurs

A nos amis et nos proches

A tous les futurs ingénieurs de notre promo 2020/2025

A toutes les deux familles

Si merabet et Messar

Enfin : A tous ceux que nous avons oublié, nous nous excusons

D'avance.

الملخص

الهدف من إعداد هذا المشروع , هو القيام بدراسة مفصلة لعمارة مكون من سبعة طوابق + طابق أرضي و طابق سفلي و الذي سينشأ في ولاية شلف المصنفة ضمن المناطق القوية للنظام زلزاليا تبعا للقانون الجزائري ضد الزلازل RPA99.V2003, BAEL91 المذكورة تتطرق للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة, بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي وصفا عام لعملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية, كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة, روافد, جدران خرسانية) و ثانوية من (أعصاب السقف المجوف, الشرفات, السلالم, الأسقف) في الأخير نستعمل برنامج ايتابس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الإجهادات المختلفة للبناية, وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل

الكلمات المفتاحية : اسمنت , الشراع الخرساني المسلح, رافدة, عمود, الاساسات .

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez de chaussée plus (7) étages avec sous- sol, implanté à la wilaya de CHLEF . Cette région est classée comme une zone de forte sismicité (Zone III) selon le RPA99 version 2003. En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L 91 modifié 99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure , la descente des charges et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons , escaliers, acrotère, planchers). Une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travail avec une conclusion générale.

Mots clés : béton, voile, poteau, poutre, fondation.

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-use building consisting of a ground floor plus (7) floors with basement, located in the wilaya of CHLEF. This region is classified as a strong seismicity (zone III) according to RPA99 version 2003. Using calculation regulations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified), this study starts the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-size of the structure, the descent of the charges. and calculation of the main elements (poles, beams and sails) and secondary elements (beams, balconies, stairs, acrotera, floors). A dynamic study of the structure with the ETABS software was used, in order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.

Key words : concrete ,veil ,post ,beam ,foundation .

Liste des symboles

$A :$	Coefficient d'accélération de zone,
$A_s :$	Aire d'une section d'acier.
$A_t :$	Section d'armatures transversales.
$B :$	Aire d'une section de béton.
$\varnothing :$	Diamètre des armatures, mode propre.
$\varphi :$	Angle de frottement.
$C :$	Cohésion.
$Q :$	Charge d'exploitation.
$\gamma_s :$	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b :$	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s :$	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc} :$	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s :$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc} :$	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u :$	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau :$	Contrainte tangentielle.
$\beta :$	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol} :$	Contrainte du sol.
$\sigma_m :$	Contrainte moyenne.
$G :$	Charge permanente.
$\xi :$	Déformation relative.
$V_0 :$	Effort tranchant a la base.
$E.L.U :$	Etat limite ultime.
$E.L.S :$	Etat limite service.
$N_{ser} :$	Effort normal pondéré aux états limites de service.
$N_u :$	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u :$	Effort tranchant ultime.
$T :$	Effort tranchant, Période.
$S_t :$	Espacement.
$\lambda :$	Elancement.
$e :$	Epaisseur.

$P :$	Force concentrée.
$f :$	Flèche.
$\bar{f} :$	Flèche admissible.
$L :$	Longueur ou portée.
$L_f :$	Longueur de flambement.
$d :$	Hauteur utile.
$F_e :$	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u :$	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser} :$	Moment à l'état limite de service.
$M_t :$	Moment en travée.
$M_a :$	Moment sur appuis.
$M_0 :$	Moment isostatique.
$I :$	Moment d'inertie.
$f_i :$	Flèche due aux charges instantanées.
$f_v :$	Flèche due aux charges de longue durée.
$I_{fi} :$	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
$I_{fv} :$	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
$M :$	Moment, Masse.
$E_{ij} :$	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj} :$	Module d'élasticité différé.
$E_s :$	Module d'élasticité de l'acier.
$f_{c28} :$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
$f_{t28} :$	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj} :$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
$Y :$	Position de l'axe neutre.
$I_0 :$	Moment d'inertie de la section totale homogène.

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 : Plan étage courant	7
Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	10
Figure I.3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj} –	11
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	12
Figure I.5. Diagramme de déformations-contraintes.....	14
Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section (règles des trois pivots).....	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure .II.1. Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.....	22
Figure. II.2. Coupe de voile en élévation.	26
Figure. II.3. Les escaliers.....	28

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Figure III. 1 : Acrotère en béton armé.....	31
Figure III.2. : Dimensions de l'acrotère.....	32
Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère	35
Figure III.4: Schéma statique du balcon	36
Figure III.5: Ferrailage du balcon	37
Figure III.6 : Représentation du ferrailage de l'escalier	41
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	44
Figure III.8 : Répartition des charges.....	48
Figure III.9 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	49
Figure III.10 : Dessin montrant la concentration des charges	49
Figure III.11 : Moments de la dalle	50
Figure III.12: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	58

Chapitre IV : Les planchers

Figure IV.1 : Plancher à corps creux.....	60
Figure IV.2 Schéma explicatif (méthode forfaitaire)	62
Figure. IV.3. : Diagramme des moments fléchissant	66
Figure. IV.4 : Diagramme des efforts tranchant	66
Figure IV.5 : section en T é	67
Figure IV.6 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants	74
Figure IV.7 : Diagramme d'effort tranchant à l'E.L.U.....	75
Figure IV.8. : Diagramme des Moments à l'E.L.S.....	75

Figure IV.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses	83.
---	------------

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1 : Courbe de spectre de réponse	86
Figure V.2 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel(ETABS V9.7.4).....	87
Figure V.3 : Disposition des voiles contreventement	88

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales	111
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires	111
Figure VI.3 : La zone nodale	120
Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux	120

Chapitre VII : Etude des voiles de contreventement

Figure :VII.1 Voile	124
Figure VII.2 : Disposition des armatures	125

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Armatures supérieures (en travée)	137
Figure VIII.2 : Armatures inférieures (sur appuis)	137
Figure VIII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture	138
Figure VIII.4 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire.....	141
Figure VIII.5 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal).....	142
Figure VIII.6 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal).....	142

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Règles des trois pivot	15
---	-----------

Chapitre II

Tableaux II.1 : Dégression des charges d'exploitations.....	23.
Tableaux II.2 : récapitulatif des résultats.....	27

Chapitre III

Tableau III.1 : Les charges appliquées.....	38
Tableau III. 2 : Combinaisons d'action.	38
Tableau III. 3 : Poids des composants de l'ascenseur.	46

Tableau III.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	50
Tableau III.5: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	54

Chapitre IV

Tableau. IV.1: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher étages courants)	67
Tableau. IV.2: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher terrasse)	76.

Chapitre V

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique.....	89
Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité	90
Tableau . V.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	91
TableauV.4: Vérification de la période fondamentale.....	92
Tableau V.5 : Le poids de structure.....	93
Tableau . V.6: Vérification de la force sismiques à la base.....	94
Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.	95
Tableau V.8 : Vérification de l'excentricité suivant e_x et e_y	96
Tableau V.9 : Vérification à l'effet P- Δ	98

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)	110
Tableau VI.2 : Poutres Secondaires (de rive)	110
Tableau VI.3 : Les sollicitations défavorables du 1er genre.....	113
Tableau V.4: Les sollicitations défavorables du 2ème genre	113
Tableau :VII.5. les sollicitations max et les armatures correspondants.....	118

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
الملخص	
Résumé	
Abstract	
Liste des Symboles	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Sommaire	
Introduction Générale	2

Chapitre I : Présentation De projet

I. Introduction.....	5
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	5
I.2.Caractéristiques géométriques.....	6
I.2.1.Caractéristiques géotechniques du sol.....	7
I.3.Description des différents éléments de la structure.....	8
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
I.5. Résistance mécanique.....	10
I.6.Déformation et contraintes de calcul.....	11

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	19
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	19
II.2.1. Poutres principaux.....	19
II.3. Pré dimensionnement des planchers.....	19
II.3.1.dalle pleine.....	20
II.3.2. Planchers à corps creux	20
II.4. Evaluation des charges et des surcharges	20
II.4.1.Charge permanente :.....	20
II.5.1 Pré dimensionnement des poteaux	21
II.5.2. Principe	21
II.5.3. Surface reprise par poteau	22
II.5.4. Effort normal ultime à chaque niveau.....	22
II.5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G	22
II.5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q	22
II.6. Détermination de la section du poteau : Selon le BAEL 91.....	23

II.7. Pré dimensionnement des voiles.....	26
II.8. Calcul des escaliers.....	28
II.8.1.Dimensionnement des marches et contre marches :.....	28
II 8.2.Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S.....	29

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1. Acrotère	31
III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité	31
III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section.....	32
III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.)	33
III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A'	33
III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire.....	33
III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.)	33
III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	34
III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	34
III.1.4.3 Contrainte de cisaillement	34
III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	34
III.2. Balcon	35
III.2.1 Etude des charges et des sollicitations	36
III.2.1.2 Ferrailage.....	36
III.2.1.3 Vérifications	37
III.2.1.4 Schéma du ferrailage	37
III.3.Les escalier	38
III.3.1. Introduction	38
III.3.2.Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.....	38
III.3.3. Les vérifications	39
III.3.4.Disposition du ferrailage.....	41
III.3.5.Etude de la poutre palière.....	41
III.3.5.1.Dimensionnement.....	41
III.3.5.2.Charges supportées par la poutre.....	41

III.3.5.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	42
III.3.5.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U	42
III.3.5.5.Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	42
III.3.5.6.Vérification de la flèche.....	44
III.4.L'ascenseur	45
III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur	45
III.4.2 Calcul de la charge total q_u	46
III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture	46
III.4.2.2 Calcul des poids des câbles	47
III.4.2.3 Vérification de C_r	47
III.4.2.4 Calcul de la charge permanente total G	47
III.4.3 Vérification de la dalle au poinçonnement.....	48
III.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées	49
III.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle	51
III.4.6 Vérification à l'E.L.S.....	54
III.4.7 Vérification des contraintes dans le béton.....	55
III.4.8 Disposition du ferrailage	57
III.4.9 Voile de la cage d'ascenseur	58

Chapitre IV : Calcul des plancher

IV.1. Calcul des planchers.....	60
IV.1.1. Introduction.....	60
IV.1.2. Dimensionnement des poutrelles.....	60
IV.1.3. Méthode de calcul des poutrelles.....	61
IV.1.3.1. Méthode forfaitaire.....	61
IV.1.4.1. Combinaisons d'actions.....	63
IV.1.4.2. Les types des poutrelles.....	63
IV.2. Détermination des sollicitations.....	63
IV.2.1. Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant).....	63
IV.2.2. Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant.....	66
IV.3. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU).....	67
IV.3.1. Plancher étage courant (plancher 1er au 7ème étage).....	68

IV.3.2. Calcul des armatures longitudinales.....	68
IV.3.3. Condition de non fragilité.....	70
IV.4.1 Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	70
IV.4.2 Vérification de la flèche.....	74
IV.4.3 Dessin de ferrailage des poutrelles.....	74
IV.5. Plancher Terrasse (RDM6).....	75
IV.5.1 Le ferrailage des poutrelles.....	76
IV.5.2 Condition de non Fragilité.....	77
IV.5. 3 Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	78
IV.5.4 Calcul des contraintes.....	79
IV.5.5 Armatures transversales At.....	79
IV.5.6 Vérification de la flèche.....	82

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction	85
V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.).....	85
V.3. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3).....	86
V.4. Objective de l'étude sismique.....	88
V.5.Evaluation des efforts sismiques.....	89
V.6. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D ».....	93
V.7 calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente.....	94
V.8 Vérification des déplacements.....	95
V.9 L'excentricité.....	96
V.9.1L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003.....	96
V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta	96

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

VI.1. Introduction.....	100
VI.2. Combinaisons des charges.....	100
VI.3 Ferrailage des poutres.....	100
VI.3.1 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales.....	101
VI.3.2 Ferrailage d'une poutre principales : (30×40) cm ² (plancher terrasse).....	101
VI.3.3 Vérification de la flèche.....	105
VI.4 Ferrailage d'une poutre secondaires (rive) : (30× 35) cm ² (plancher étage courant).....	105
VI.5. Vérification de la flèche.....	110
VI.6 Ferrailage des poteaux.....	111
VI.7 Les vérifications.....	118

Chapitre VII : Etude des voiles de contreventement

VII.1. Introduction.....	122
VII.1.1. Conception.....	122
VII.1.2.Calcul.....	122
VII.2. Principe de calcul.....	122
VII.3.La méthode de calcul.....	123
VII.3.1 Les armatures verticales.....	123
VII.3.2 Armatures horizontales.....	123
VII.3.3 Armatures transversales.....	123
VII.4 Ferrailage des voiles	124
VII.4.1 Exemple de calcul.....	124
VII.5. Disposition des armatures.....	125

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-Calcul du voile périphérique.....	127
VIII.1.1 Introduction.....	127
VIII.1-2 le Dimensionnement.....	127
VIII.1-3 Calcul des charges.....	127
VIII.1-4- Calcul du ferrailage.....	128
VIII.1-5-Les vérifications	130
VIII.2.Calcul des fondations	131
VIII.2.1- Introduction	131
VIII.2.2-Définition	132
VIII.3.2.- Pré dimensionnement du radier	132
VIII.3.3- Calcul de l'épaisseur du radier	132
VIII.3.3.1- Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	133
VIII.3.3.2- Vérification des contraintes.....	133
VIII.3.3.3- Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	134
VIII.3.4- Ferrailage du radier.....	134
VIII.3.4.1- Ferrailage des dalles	134
VIII.4 Disposition du ferrailage	136
VIII.4.1.Ferrailage des poutres de libage	138
VIII.4.2.Contrainte de cisaillement	140
Conclusion	144
Bibliographie	

Introduction générale

Introduction générale

Dans le contexte du développement urbain croissant et de la densification des zones urbaines, les bâtiments de grande hauteur à usage multiples deviennent de plus en plus courants. Ces structures complexes, souvent construites en (R+7) ou plus, posent des défis particuliers en matière de stabilité, de sécurité et de performance structurelle, notamment en zone sismique. La ville de Chlef (Ex El Asnam), située dans une région sismiquement active de l'Algérie, nécessite une attention particulière quant aux méthodes de contreventement utilisées dans la conception des bâtiments.

Parmi les dispositifs les plus efficaces pour assurer la stabilité latérale d'un bâtiment, les voiles porteurs en béton armé jouent un rôle fondamental. Ces éléments verticaux contribuent à la rigidité globale de la structure et à la dissipation des forces horizontales générées par les séismes ou le vent. L'implantation stratégique des voiles influence fortement le comportement dynamique du bâtiment, sa résistance aux déformations et la répartition des efforts dans les éléments porteurs.

Cette étude vise à analyser l'influence du contreventement par voiles dans un bâtiment en (R+7) à usage multiple implanté à Chlef. Elle s'intéressera particulièrement à la disposition des voiles, à leur dimensionnement et à leur efficacité en termes de réduction des déplacements horizontaux et d'amélioration de la stabilité globale de la structure. L'objectif est de proposer des recommandations constructives pour une conception optimale adaptée aux exigences sismiques locales.

Le présent travail comporte huit (08) chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre présente le Pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.)
- Le troisième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux .
- Le quatrième chapitre présent le calcul des éléments planchers.
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux.

Introduction générale

- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- Le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul d'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du projet

I. Introduction :

Nous savons tous que le domaine de génie civil est un domaine très large ou l'ingénieur civil, par définition, conçoit, étudie et réalise tous ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydrauliques ; tout en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir : «la Sécurité et l'Economies ». Le but de notre projet de fin d'étude est d'employer nos connaissances, pour étudier un projet réel. Il s'agit d'une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée et de sept (07) étages contreventés par voiles et des portiques. L'objectif de cette étude est de dimensionner les éléments résistants de la structure portante bâtiment, tout en satisfaisant les critères de sécurité exigés par les règlements B.A.E.L91 modifiés 99 et RPA99 version 2003. Avec l'utilisation des logiciels ETABS V 9.6 pour déterminer les différents types de sollicitations, afin dimensionner les éléments de la structure et calcul de flèche.

Ce projet est structuré comme suit :

- Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles)
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (Acrotère , balcons, escaliers et cage d'ascenseur)
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme
- Calcul des éléments structuraux (poutres , poteaux et voiles)
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude d'un bâtiment en béton armé en (R+7) à usage multiple (influence du contreventement par des voiles implantés à Chlef); classée en zone de forts sismicité (zone III) d'après le règlement parasismique Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

I.2.Caractéristiques géométriques :**a. Dimensions en plan :**

- Longueur totale de la structure :17,10 m
- Largeur totale de la structure :17,30 m

b. Dimensions en élévation :

- Hauteur du R.D.C. et étage3,06 m
- Hauteur totale de la structure : 24,48 m
- Hauteur du s/sol..... 3.00m
- Hauteur de l'acrotère :..... 60 cm

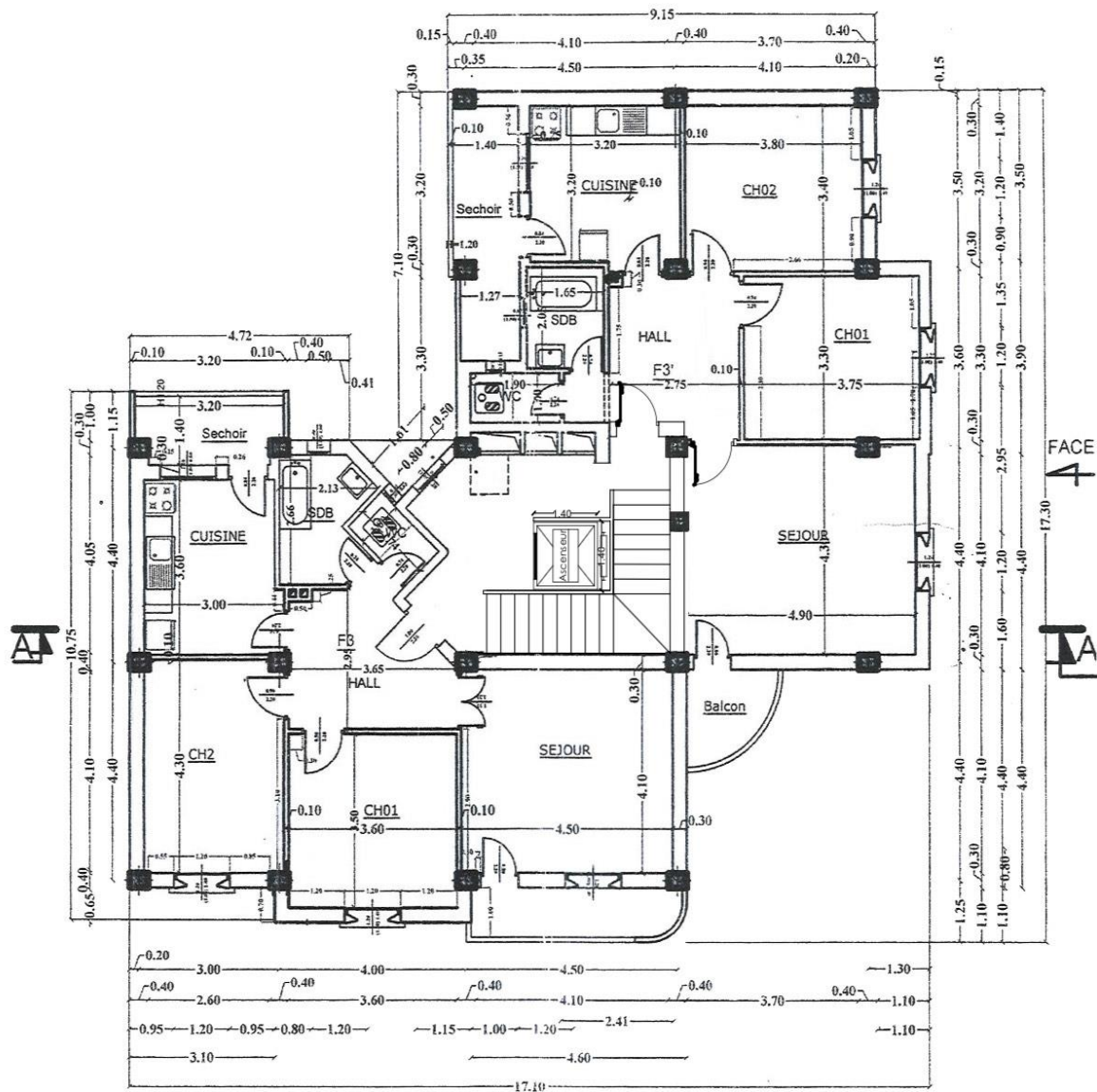


Figure I.1 : Plan étage courant

I.2.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- Le site est considéré comme un site meuble: S_3
- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$

I.3.Description des différents éléments de la structure :

1. Superstructure :

a. Planchers

Les planchers choisis pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux pour le RDC et les étages courants.

b. Ossature

Le système de contreventement de notre structure est assuré par des portiques (poteau ; poutre) et des voiles.

c. Maçonnerie

- **Murs extérieurs:** Sont réalisés en double parois de briques creuses de 15cm et de 10cm séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs:** Sont constitués par une cloison de 10cm et une double cloison de 30cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur) pour la face extérieure et intérieure

d. Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées.

e. Ascenseur

C'est un appareil installé dans le bâtiment, comportant une cabine dont les dimensions permettant l'accès des personnes et de matériel.

f. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs
- Revêtement en carrelage pour les planchers
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

g. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse: terrasse inaccessible

h. Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

2. Infrastructure

Suivant les résultats des essais du laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante $\sigma_{sol} = 2.00$ bars et un 'ancrage $D = 3.00m$
- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$ et la cohésion $c = 0.2$ bar
- Site est meuble: S_3

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**.1. Béton**

- Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sable, graviers) et d'eau de gâchage.
- Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.
- Le béton armé utilisé dans notre ouvrage sera conforme aux régles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L91, R.C.P99).
- La composition d'une mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit:
 - 350kg de cimentCPA325
 - 400litres de sable $dg \leq 5mm$
 - 800litres de graviers..... $dg \leq 25mm$
 - 175litres d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

a. Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les quatre (04) opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton (à 28 jours).

Les principaux avantages du béton armé sont :

- 1) Economie: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier qui lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu: Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.5. Résistance mécanique :

a. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne à la compression, cette dernière elle est donnée « j » jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} & \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} & \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour 28 jours < j < 60 jours..... $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour j ≥ 60 jours..... $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

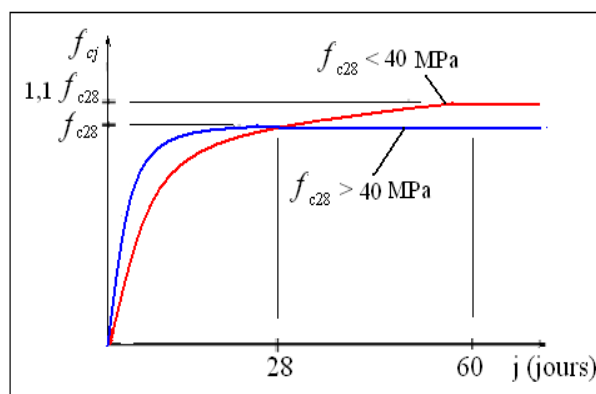


Figure I.2: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est conventionnellement définie à la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

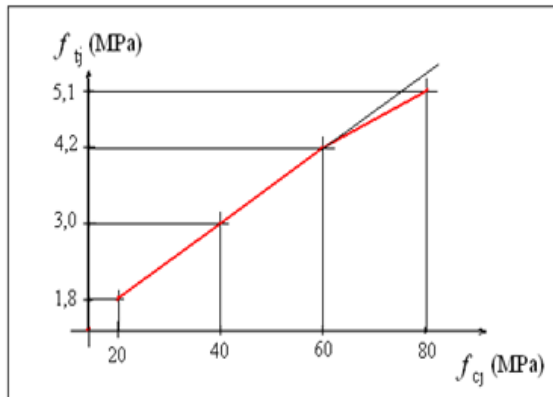


Figure I.3: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

. Définition des états limites:

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

➤ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation excessives des éléments porteurs).

I.6.Déformation et contraintes de calcul :

a. Etats limite de résistance (CBA93 [ART3.3.2.1])

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

Parabole – rectangle et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1. Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

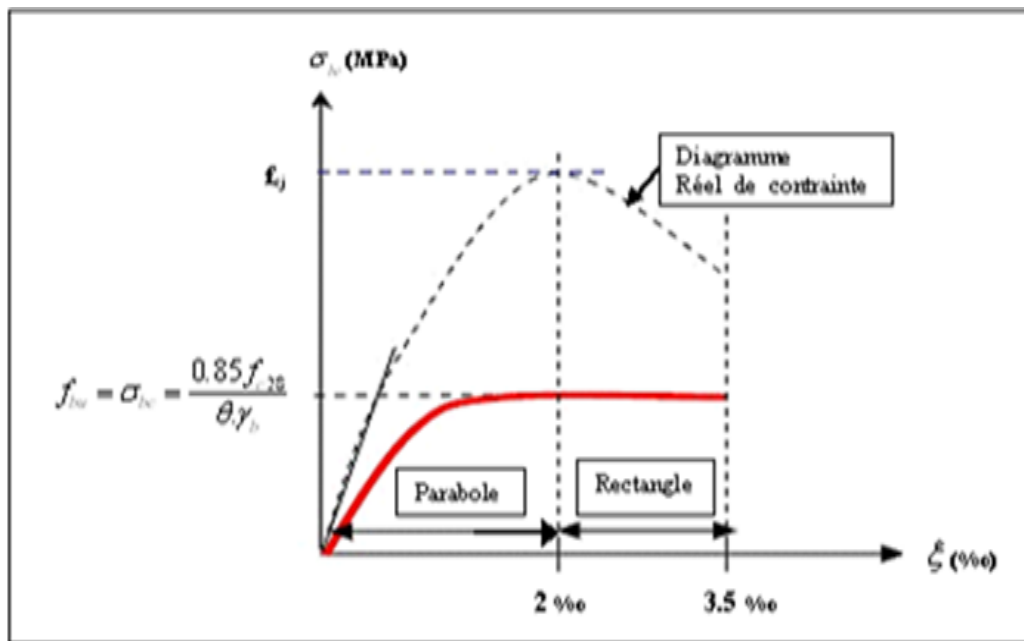


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas générale.

$\gamma_b = 1.15$ cas de combinaisons accidentelles.

.Etat limite de service (CBA93 [ART5.1.4])

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

I.7.Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = T_u / b_0 \times d \quad \text{avec} \quad \begin{cases} b_0: \text{largeur de la pièce.} \\ d: \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

I.8. Module de déformation longitudinale du béton

A. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}.$$

B. Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 10818.9 \text{ MPa}.$$

La déformation totale vaut environ trois la déformation instantanée.

C. Module de déformation transversale

.Coefficient de poisson :

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) .

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) .

I.9. Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence. Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ($\emptyset$). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 Kn/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.9.1. Diagramme déformation –contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f (\epsilon\%).$$

Dans les calculs relatifs aux états limités, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Cas générale.}$$

$\gamma_s = 1.00$ Cas des combinaisons accidentelles.

Pour note étude, on utilise des aciers FeE400.

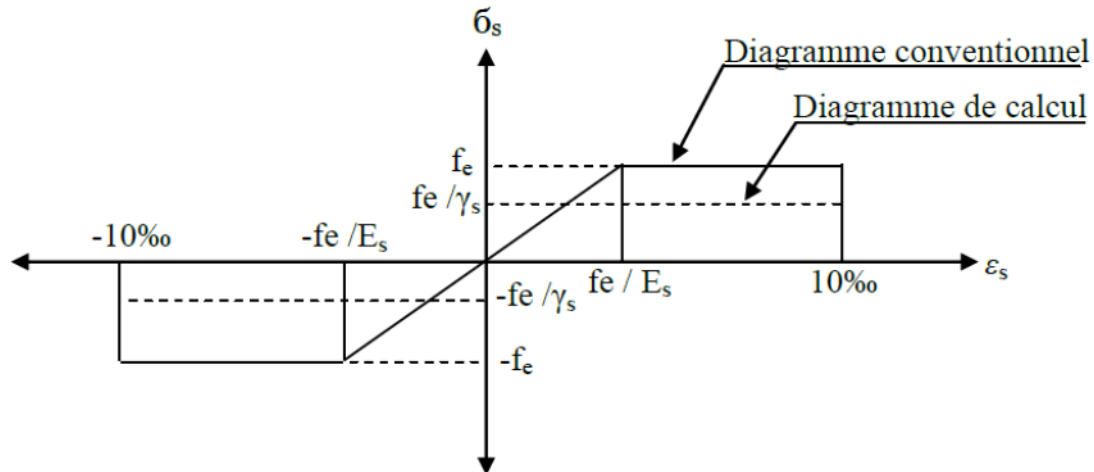


Figure I.5. Diagramme de déformations-contraintes

I.9.2. Contrainte limitée de traction des armatures

Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta x f_{tj}}\right)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta x f_{tj}})$ (MPa)

η : coefficient de fissuration.

- | | | |
|---|--------------|---|
| { | $\eta = 1$ | Pour les ronds lisses. |
| | $\eta = 1.6$ | Pour les hautes adhérence avec $\phi \geq 6\text{mm}$. |
| | $\eta = 1.3$ | Pour les hautes adhérence avec $\phi < 6\text{mm}$. |

I.10. Hypothèse de calcul :

Selon les régles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul:

- États limites ultimes de résistance **E.L.U.R.**
- États limites de service **E.L.S.**

I.10.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistance calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée

Ce qui correspond aussi aux règles parasismiques algériennes R.P.A99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismique étant des actions accidentelle.

I.10.1.1.Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformations restent après déformations.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à:

$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ en flexion composé.

$\epsilon_{bc} = 2 \text{‰}$ en compression simple.

L'allongement de l'acier est limité à: $\epsilon_{bc}=10\text{‰}$ L les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.

L'acier en traction est en compression.

I.10.1.2.Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots

- **Tableau I.1:** Règles des trois pivots

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

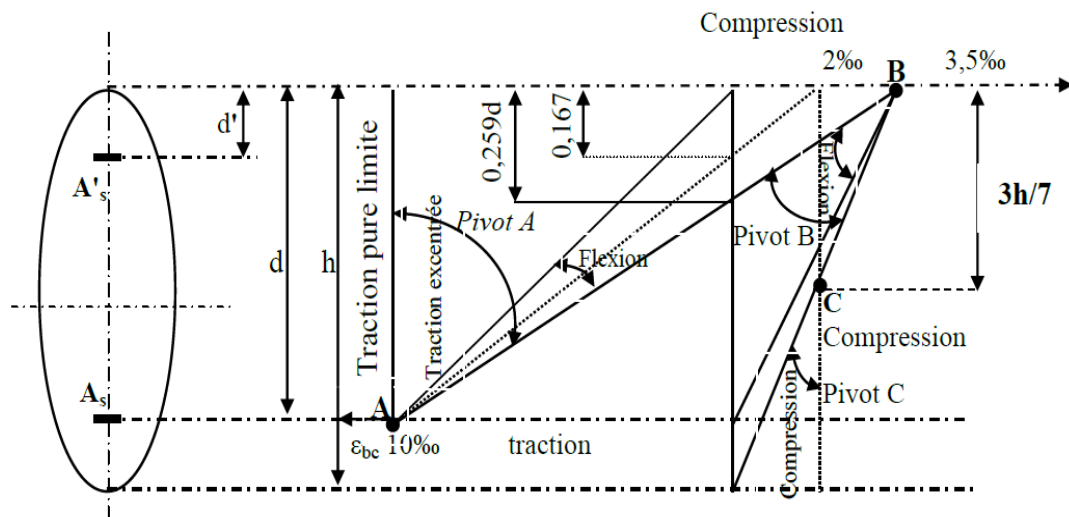


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section (règles des trois pivots)

I.10.2. Etat limite de service (ELS) :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I.10.2.1. Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}; \quad \sigma_{bc} = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier et celui du béton.

$$\eta = E_s / E_b \quad (\text{coefficient d'équivalence}).$$

I.10.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35 G + 1.5Q$$

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action: $G + Q$

- Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \text{ avec : } \left[\begin{array}{l} G: \text{ Charge permanente} \\ Q: \text{ Charge d'exploitation ou surcharge d'exploitation} \\ E: \text{ Effort sismique} \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions de premier genre (BAEL91 modifier 99) et les règles de deuxième genre du (RPA 99/ version 2003)

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} H_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

II.2.1. Poutres principaux :

$$L_{\max} = 450 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right. \quad \text{Donc on prend la section des poutres principaux } (40 \times 30) \text{ cm}^2$$

II.2.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow 29,3 \text{ cm} \leq h_t \leq 44,0 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(35x30) cm²**

II.3. Pré dimensionnement des planchers

Un plancher est la partie horizontale d'une construction par laquelle est transmise les différents charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

II.3.1.dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines dépend le plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance.

- **Condition de sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **Condition d'isolation acoustique:**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15 cm**

- **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à : $L_x = 5.36 \text{ m}$

Ceci engendre donc $536 / 50 \leq e \leq 536 / 40 \Rightarrow 10.72 \text{ cm} \leq e \leq 13.4 \text{ cm} \Rightarrow e = 11 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 11 \text{ cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.3.2. Planchers à corps creux :

Pour dimensionner le plancher à corps creux, on utilise la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18.2 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale **$h_t = 20 \text{ cm}$** , soit un plancher **(16+4) cm**

II.4. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.4.1.Charge permanente :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Protection en gravillons roulé (4cm) : = **0.8 KN/m²**

- Étanchéité multicouche (2cm) : = **0,12 KN/m²**

- Forme de pente en béton léger (5cm) = **0.9** KN/m²
- Isolation thermique en liège..... = **0,66** KN/m²
- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm = **2.80** KN/m²
- Enduit en plâtre (2m) = **0,20** KN/m²

$$G_t = 5.48 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Plancher étage courant et RDC :**

- Revêtement en carrelage (2cm) = **0,40** KN/m²
- Mortier de pose (2cm) = **0,40** KN/m²
- Sable fin pour mortier (2cm) = **0,34** KN/m²
- Plancher à corps creux (16+4) cm. = **2,80** KN/m²
- Cloison en briques creuses (10 cm) = **0,90** KN/m²
- Enduit en plâtre (2cm) = **0,20** KN/m²

$$G_e = 5,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (mortier) (2cm) = **0,36** KN/m²
- Brique creuses (15cm) = **1,30** KN/m²
- Brique creuses (10cm) = **0,90** KN/m²
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm) = **0,27** KN/m²

$$G_m = 2,83 \text{ KN/m}^2$$

a) Murs intérieur:

- 1-enduit en plâtre (1.5cm) **0.15** KN/m²
- 2- brique creuse (10cm) **0.90** KN/m²
- 3-enduit en plâtre (1,5cm)..... **0.15** KN/m²

$$G = 1.20 \text{ KN/m}^2$$

Avec une ouverture de 20% :

$$G = 0,8 \times 2,83 = 2.26 \text{ KN/m}^2$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

II.5.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante. On utilise un calcul basé sur la descente de charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.3. Surface reprise par poteau :

Soit S La surface supportée par poteau :

$$S = 2 \cdot (2.20 \times 1.6) + (2.20 \times 2.02) \cdot 2 = 15,9 \text{ m}^2$$

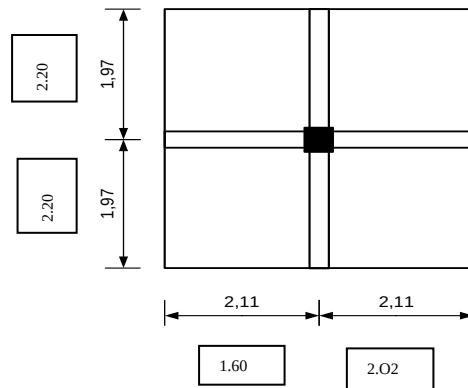


Figure II.1 Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

II.5.4. Effort normal ultime à chaque niveau.

II.5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse :

- Poids propre du plancher : $G_{\text{terrasse}} \times S = (5,48 \times 15,9) = 87,13 \text{ KN}$

$$Q_{\text{t}} = 1,5 \times 15,9 = 23,85 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres principales : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,3 \times 0,40) \times 4,50 = 13,5 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,30) \times 4,40 = 11,55 \text{ KN}$

$$G = 48,85 \text{ KN}$$

- Plancher RDC +7 étages :

- Poids propre du plancher : $G_{\text{étage}} \times S = (5,04 \times 15,9) = 80,13 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres principales : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,3 \times 0,4) \times 4,50 = 13,5 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,35 \times 0,30) \times 4,40 = 11,55 \text{ KN}$

$$G = 105,18 \text{ KN} \times 8 = 841,5 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times (841,5 + 48,85) = 979,385 \text{ KN}$$

- Suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** on doit majorer l'effort normal ultime de 10% .

II.5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :

- **Loi de dégression :**

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon les règles de **DTR BC2-2**

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre d'étage.} \\ Q_0 : \text{La charge d'exploitation sur la terrasse.} \\ Q_1, Q_2, \dots, Q_n : \text{Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de} \\ \text{haut vers le bas} \end{array} \right.$

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	La loi de dégression [KN/m ²]	La charge Q [KN/m ²]
T	$NQ_0 = 1$	1
7	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
6	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
5	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
3	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
2	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
1	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,5
RDC	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,25
S.SOL	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10

II.6. Détermination de la section du poteau : Selon le BAEL 91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

On doit dimensionner les poteaux de la telle façon qu'il n'y avait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

II.6.1. Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux du sous-sol, d'où : $h_0 = 300 \text{ cm}$

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 300 = 210 \text{ cm}$

$N_G = 979,385 \text{ KN}$

$N_Q = 1,1Q \times S = 1,1 \times 10 \times 15,9 = 175 \text{ KN}$

$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 979,385 + 1,50 \times 175)$

$$\Rightarrow N_u = 1584,67 \text{KN}$$

II.6.1.1. Détermination de (a) :

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.ab}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{210}{0,290a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{210}{0,290.50} = 14,48 \text{cm} \right)$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = 0,7L_0 / i \Rightarrow \lambda = 210 / 14,48 = \mathbf{14,50 < 50} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.1.2. Détermination de (b):

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le "**Le RPA 99 /version 2003**" $A_s = 0,9\% B_r \dots\dots\dots$ Zone III groupe d'usage 2

$$A_s = 0,009[43 \times (b-2)] = 0,397(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 16,14 \leq 45$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(16,14/35)^2]$$

$$\alpha = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,397(b-2).400}{1,15} \right]$$

$$1716,74 \leq 0,82[79,6 \times (b-2) + 13,5 \times (b-2)]$$

$$b \geq 28,01 \text{ cm}$$

Donc, on prend **b = 45cm**

II.6.1.3. Dimensions minimaux requis par le “RPA99 /version 2003” :

D’après l’article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc, On adopte pour des poteaux de sous-sol une section carrée ($a \times b$) = (45x45) cm^2

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

L’épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes (**RPA99/version 2003**).

Leur épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

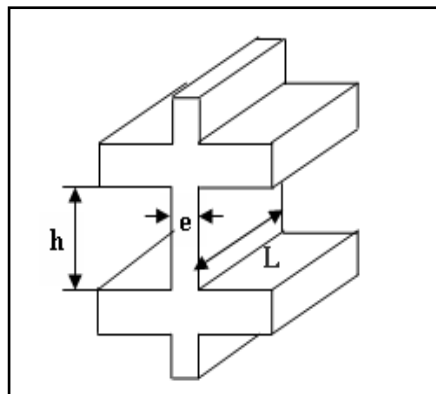


Figure II.2. Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et / ou vent), et d’autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D’après le “**RPA99 version 2003**” article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile

e: épaisseur du voile .

L'épaisseur doit être déterminée aussi en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{271}{25} = 10,84 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{271}{22} = 12,32 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq (10,84 \text{ cm}; 12,32 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles de contreventement et des voiles périphériques: **e = 20 cm**

Tableau II.2: récapitulatif des résultats.

Niveau	Section des poteaux [cm ²] Carré	Section des poutres principales [cm ²]	Section des poutres secondaires [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
Sous-sol	45X45	30X40	30X35	20
RDC	45X45	30X40	30X35	20
01	40X40	30X40	30X35	20
02	40X40	30X40	30X35	20
03	40X40	30X40	30X35	20
04	35X35	30X40	30X35	20
05	35X35	30X40	30X35	20
06	35X35	30X40	30X35	20
07	35X35	30X40	30X35	20

II.8. Calcul des escaliers :

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

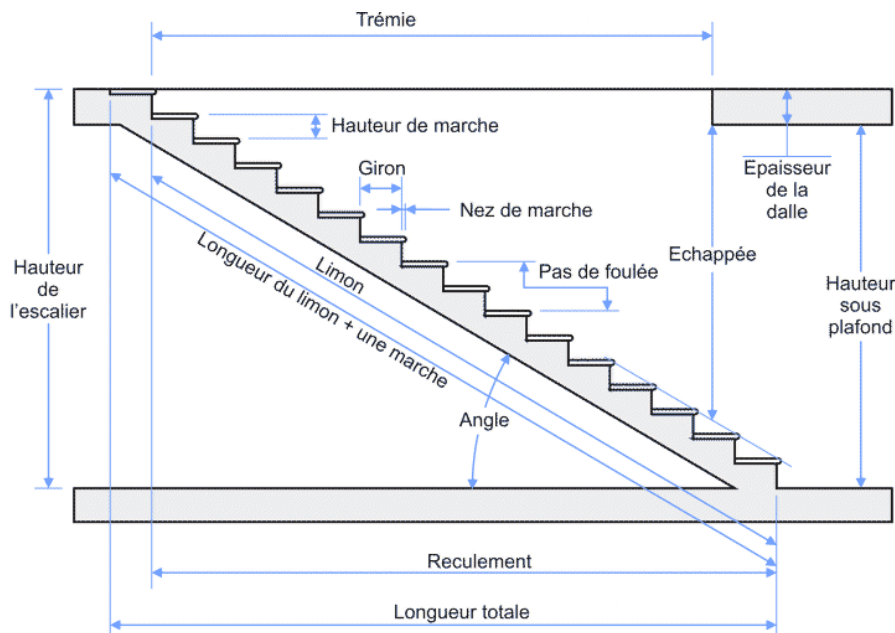


Figure II.3. Les escaliers

II.8.1. Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a : $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 204 \text{ cm}$ et $L = 300 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :

$$64n^2 - 568n + 408 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc :

$$n - 1 = 11 \text{ (nombre de marche)}$$

$$h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 27 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 27 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{27} = 0,62 \Rightarrow \alpha = 32,17^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,85$$

a) Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0,85} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0,85} \rightarrow$$

$$11,76 \leq e_v \leq 17,6$$

$$e_v = 15 \text{ cm}$$

b) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,85} = 17,64 \text{ cm}$$

$$e_p = 18 \text{ cm}$$

II 8.2.Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :**a) Volée :**

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Mortier de ciment horizontal (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (2 cm) :	$2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Revêtement en carrelage vertical ($e_p \times 0,20 \times h/g$) :	$= 0,26 \text{ KN/m}^2$
Mortier de ciment vertical ($e_p \times 0,20 \times h/g$) (2 cm) :	$= 0,26 \text{ KN/m}^2$
Poids propre de la paillasse ($e_v \times 0,25/\cos \alpha$) :	$= 4,41 \text{ kN/m}^2$
Poids propre des marches ($0,22 \times \frac{h}{2}$) :	$= 1,87 \text{ kN/m}^2$
Garde-corps :	$= 0,10 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2 cm) :	$= (2 \times 0,10)/0,87 = 0,23 \text{ KN/m}^2$
$G =$	$8,29 \text{ KN/m}^2$
$Q =$	$2,50 \text{ KN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 14,9 \text{ kN/m}^2 \text{ et } q_{ser} = 10,8 \text{ kN/m}^2$$

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Mortier de ciment horizontal (2 cm) :	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable (2 cm) :	$2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2 cm) :	$2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
Poids propre du palier ($e_p \times 0,25$) :	$= 4,5 \text{ KN/m}^2$
$G =$	$5,86 \text{ KN/m}^2$
$Q =$	$2,50 \text{ KN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 11,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 8,86 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre III

Etude des éléments non structuraux

III.1. Acrotère :

L'acrotère est un mur d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

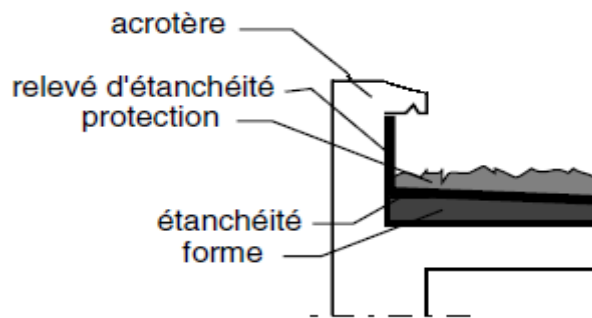


Figure. III.1 : Acrotère en béton armé.

III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

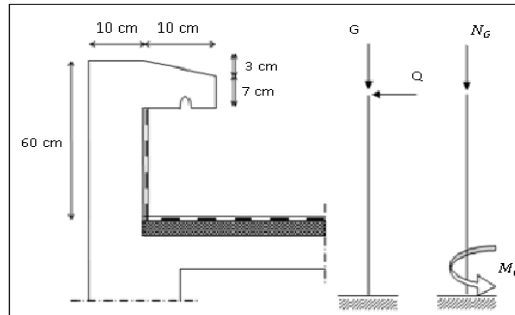


Figure .III.2 : Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times B \times H$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,8 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On adopt 4Φ6 p.m. ; (soit = 1,13 cm²/ml ; $S_t = 25 \text{ cm}$)

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 4Φ6 p.m.

III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + H/2) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2}\right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,58} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

pour une fissuration préjudiciable $\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le (R.P.A. 99/version 2003), Les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,08$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

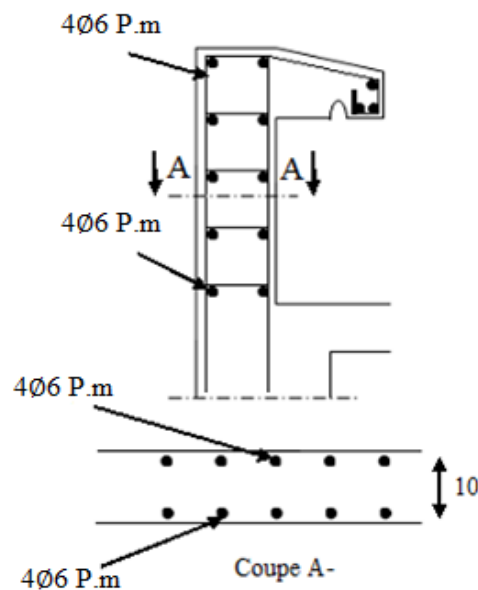


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

On a :

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{200}{20} = 10,00 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 1 \text{ cm}$;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.1 Etude des charges et des sollicitations :

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

$$G = 5,90 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 0.90 \text{ m} .$$

On prend une bande de 1m .

$$\text{La charge } P = 1.53 \times 0.90 \times 1.00 = 1.377 \text{ KN}$$

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,9) + (1,5 \times 3,50) = 13,21 \text{ kN/ml} .$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 13,21 \times 1 \text{ m} = 13,21 \text{ kN/ml} .$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,90 + 3,50 = 9.40 \text{ kN/ml} .$$

pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_{ser} = 9.40 \times 1 \text{ m} = 9.40 \text{ kN/ml} .$$

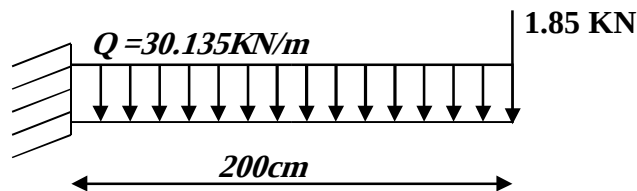


Figure III.4 : Schéma statique du balcon.

d) Calcul du moment max. Et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{13,215 \times 2^2}{2}\right) - (1,85 \times 2) = 30.13 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (13,215 \times 2) + 1,85 = 28,28 \text{ kN} .$$

III.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{30,13 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9382$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,13 \times 10^3}{0,938 \times 13,5 \times 348} = 6,835 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte 6T12 soit $= 6,79 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,675 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10, soit $= 3,14 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ et $A_{adpt} = 3.14 \text{ cm}^2$

III.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,10}{400} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{36,4 \times 1000}{1000 \times 135} = 2,7 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$.

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$3.33 > 2.7 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

i) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{200} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 \geq 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{420}{f_e} \Rightarrow \frac{1.6}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.001 \leq 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t=0}{10 M_o} \Rightarrow \frac{15}{200} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0.075 \geq 0.00 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

III.2.1.4 Schéma du ferrailage

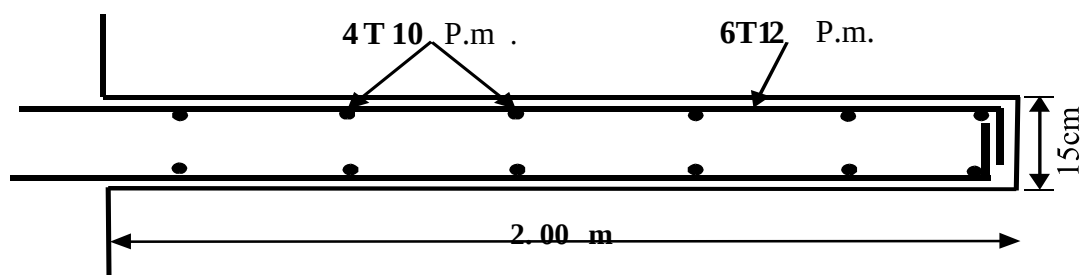


Figure III.5. Ferrailage (Balcon)

III.3. Les escalier :

III.3.1. Introduction :

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

Tableau III.1 : Les charges appliquées

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	8.29	2.5
Palier	5.86	2.5

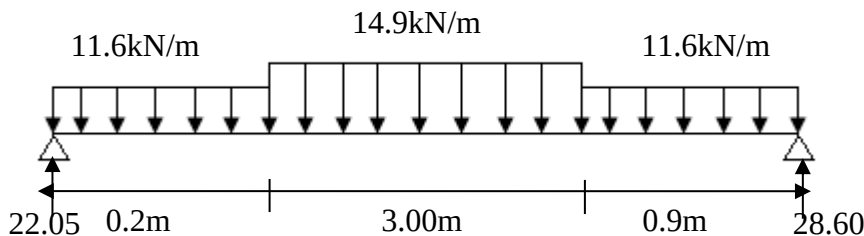
Tableau III.2 : Combinaisons d'action

	Palier	Paillasse
E.L.U	11.6	14.9
E.L.S	8.86	10.8

- **E.L.U** : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- **E.L.S** : $q_{ser} = G + Q$

III.3.2. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :



Détermination des réactions :

$$R_b = 28.60 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.05 \text{ KN}$$

$$M_{t \max} = 31.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 31.31 = 26.61 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times 31.31 = 10.64 \text{ KN.m}$$

a) En travée (paillasse) :

Armatures principales :

$$M_t = 26,61 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26,61 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,102 < \mu_1 = 0,392$$

$$\text{On a : } \beta = 0,946$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,61 \times 10^3}{0,946 \times 13,5 \times 348} = 5,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 7T12 avec : $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis (Palier):

Le moment ultime :

$$M_a = 10,64 \text{ kN.m} ; h = 18 \text{ cm} ; d = 0,9h = 16,2 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,64 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,64 \times 10^3}{0,986 \times 16,2 \times 348} = 1,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.3. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,98 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{23,3 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((23,3 \times 10^{-3}) + \frac{10,64 \times 10^{-3}}{0,9 \times 13,5 \times 10^{-2}} \right) = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,11 \text{ cm}^2 ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 4,80 \text{ kN.m} ; \text{Ontenue par RDM6}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 2,00 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 5.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 4.86 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.86^3}{3} + (15 \times 5.98)(10.8 - 4.86)^2 = 7624.30 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.08 \times 10^3}{7624.30} \times 4.86 = 3.05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 593.46 = 0 \rightarrow y = 3.98 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.98^3}{3} + (18 \times 3.14)(16.2 - 3.98)^2 = 10541.53 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.00 \times 10^3}{10541.53} \times 3.98 = 0.80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

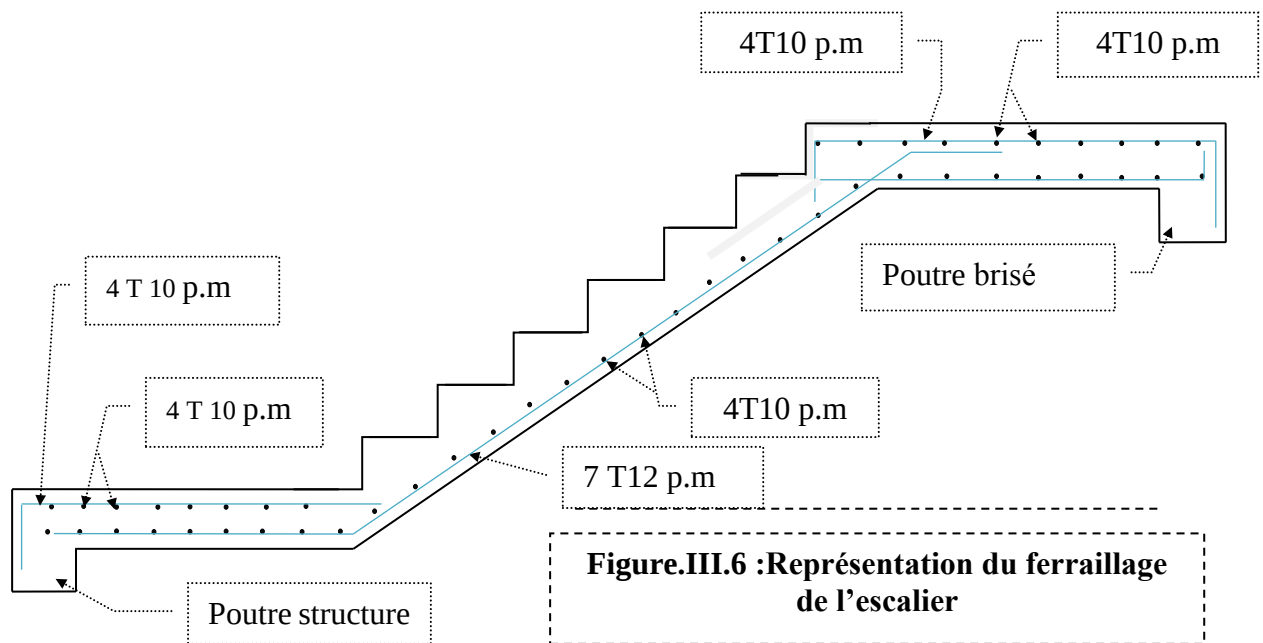
.Vérification de la flèche :

doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{18}{204} = 0.088 > 0.033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.98}{100 \times 16.2} \leq \frac{4.20}{400} \Leftrightarrow 0.0036 < 0.005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4. Disposition du ferrailage ;



III.3.5. Etude de la poutre palière :

III.3.5.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 24,3 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} = 0,857 < 4$	Condition vérifiée

III.3.5.2. Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,07 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{PAILLASSE}} / 2 = 4,15 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{PALIER}} = 5,86 \text{ KN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,62 + 2,07)) + 22,05 + (1,5 \times 2,5) = 32,08 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 2,07 + 2,5 + 22,05 = 29,19 \text{ kN/m}$$

III.3.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{32,08 \times 2,70^2}{8} = 29,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 24,84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_0 = 11,69 \text{ KN.m}$$

III.3.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 35 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 24,84 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,84 \times 10^3}{35 \times 27^2 \times 14,17} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,965$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,84 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 2,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 11,69 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,69 \times 10^3}{35 \times 27^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,984$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,69 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.3.5.5. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 26,60 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{t\ max} = 22.61\ kN.m$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{t\ max} = 10.64\ kN.m$$

- **En travée :**

$$A_s = 2.48\ cm^2 / ml$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 4.86\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.86^3}{3} + (15 \times 2.48)(27 - 4.86)^2 = 22316.67\ cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22.61 \times 10^3}{22316.67} \times 4.86 = 5.06\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 5.06\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 1.14\ cm^2 / ml$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47.1y - 593.46 = 0 \rightarrow y = 3.98\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.98^3}{3} + (15 \times 1.14)(27 - 3.98)^2 = 11194.97\ cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.64 \times 10^3}{11194.97} \times 3.98 = 3.80\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 3.80\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa ; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.6.Vérification de la flèche :

doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,12 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.98}{100 \times 27} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Ma}{10Mo} = 0,12 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

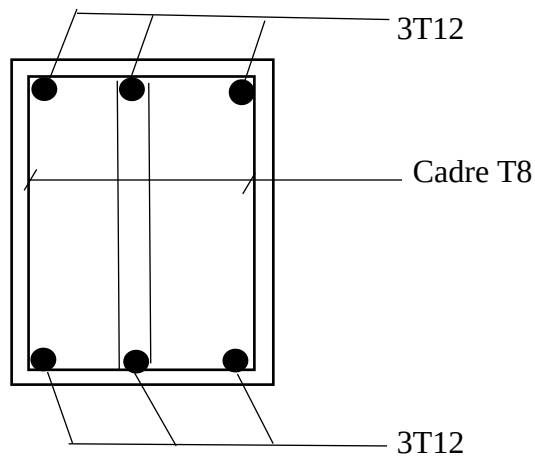
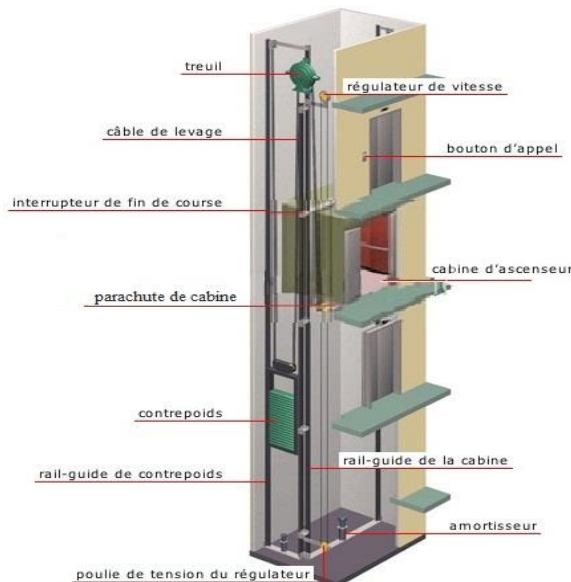


Figure.III.7. : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4.L'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.



III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,40 m

Longueur de la cabine : 1,4 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 24,01 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III.3 : Poids des composants de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,9 \times 2,16 = 6,26 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 6,26 = 689 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 6,24 = 125 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine :	$M_8 = 80 + (1,76 \times 25) = 117,5 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1432,3 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1432,3 + \frac{675}{2} = 1769,8 \text{ kg}$

III.4.2 Calcul de la charge total q_u :

III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1432,3) = 25287,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{25287,6}{0,85} = 29750,12 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec:

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...);

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{29750,12}{8152 \times 2} = 1,82$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.4.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 24,01\text{m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 24,01 = 25 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1432,3 + 25 = 2132,3 \text{ kg}$$

III.4.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2132,3} = 12,99 > 13 ; \text{Condition vérifiée}$$

III.4.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1432,3 + 1769,8 + 1200 + 25 = 4427,1 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6989,09 \text{ kg}$$

III.4.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6989,09 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6989,09}{4} = 1747,27 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

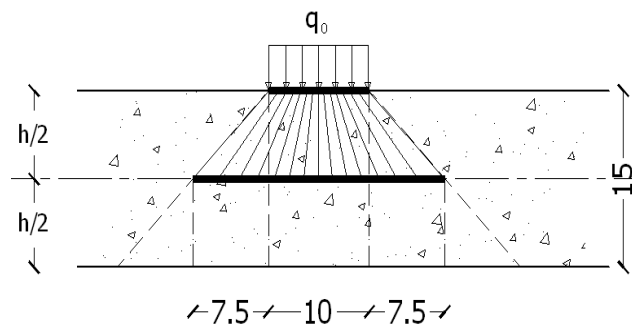


Figure III.8 : Répartition des charges.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1747,27 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

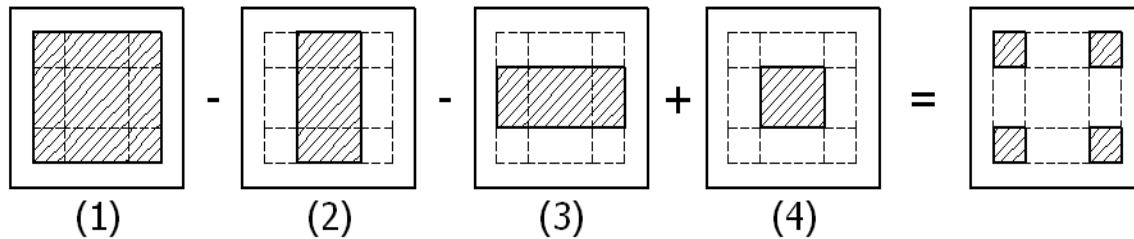


Figure III.9: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 170 \text{ cm} \\ V = 133 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 83 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 170 \text{ cm} \\ V = 83 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 83 \text{ cm} \end{cases}$$

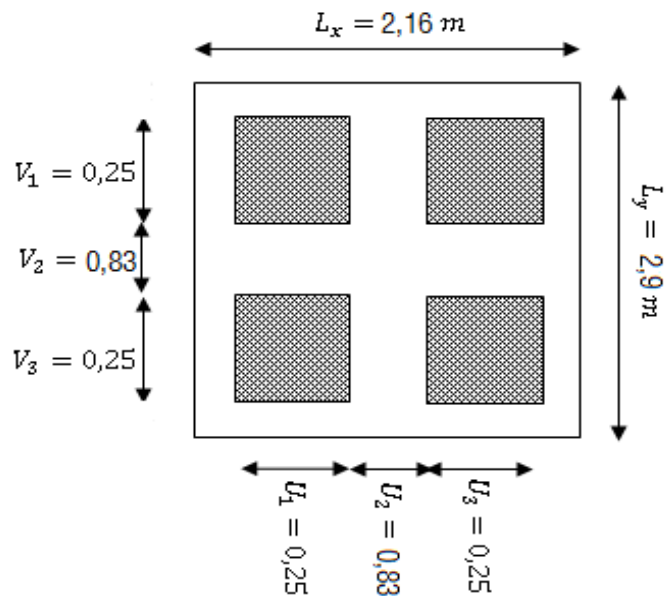


Figure III.10 : Dessin montrant la concentration des charges

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

 ν : le coefficient de Poisson.A l' E.L.U ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6989,09}{0,25^2} = 111825,44 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,9 \text{ m}$ et $L_y = 2,16 \text{ m}$.

Tableau III.4: Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P = P'.S [kg]	M_x [kg.m]	M_y [kg.m]
1	0,58	0,62	0,097	0,049	2,26	252725,49	24514,37	12383,55
2	0,41	0,62	0,115	0,054	1,60	178920,70	20575,88	9661,72
3	0,58	0,38	0,108	0,068	1,41	157673,87	17028,78	10721,82
4	0,41	0,38	0,151	0,076	0,99	110707,19	16716,79	8413,75

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 3626,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 413,76 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,16 \text{ m et } L_y = 2,9 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

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

Charge ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

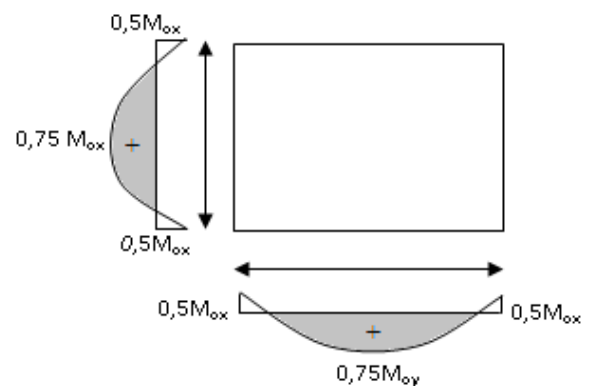
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,16}{2,9} = 0,74$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,74 \rightarrow \mu_x = 0,0633 \text{ et } \mu_y = 0,4938$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 193,81 \text{ kg.m et } M_{y2} = 95,70 \text{ kg.m}$$

**Figure III.11 :** Moments de la dalle

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 941,8 + 193,81 = 1135,61 \text{ kg / m.}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 120,33 + 95,70 = 216,04 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 851,71 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 121,52 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 567,81 \text{ kg / m}$$

III.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

▪ Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 851,71 \text{ kg / m} = 5816,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8517,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,984$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8517,1}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 121,52 \text{ kg / m} = 1215,2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1215,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,998$ La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1215,2}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 567,81 \text{ kg} / \text{m} = 5678,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5678,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,989$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5678,1}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,74$, on peut appliquer la formule suivante :

▪ Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

▪ Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

▪ Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

▪ On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{2,16}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 517,33 \text{ N} = 0,517 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{2,6}{3} = 656,25 \text{ N} = 0,656 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

▪ On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6989,09}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 93,18 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6989,09}{3 \times 0,25} = 93,18 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 5,17 + 93,18 = 93,35 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 6,56 + 93,18 = 99,74 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

Et : $V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 99,74\ kN$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{99,74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,74\ MPa$$

$15\ cm \leq h_0 = 15\ cm \leq 30\ cm$; On vérifié que :

$$\overline{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\ MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\ MPa) = 1,63\ MPa$$

$$\tau_u = 0,079\ MPa < \overline{\tau}_u = 1,63\ MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

III.4.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = 0,2\ (E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4427,1 + 675) \frac{1}{4} = 1275,53\ kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1275,53}{0,25^2} = 20408,48\ kg / m^2$$

$$P'_{ser} = 20408,48 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,2\ m$ et $L_y = 2,4\ m$.

Tableau III.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface [m ²]	P' _{ser} [kg/m ²]	M _{0x} [kg.m]	M _{0y} [kg.m]
1	0,73	0,75	0,58	0,62	2,26	46123,16	4925,95	3154,82
2	0,50	0,75	0,41	0,62	1,59	32571,93	4097,55	2508,03
3	0,73	0,54	0,58	0,38	1,41	28796,37	3501,64	2580,15
4	0,50	0,54	0,41	0,38	0,99	20326,85	3378,32	3154,82

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 705,08\ kg.m$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 225,34\ kg.m$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,40 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,16}{2,9} = 0,74$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0696 \text{ et } \mu_y = 0,6315$; Tirée de l'abaques de Pigeaud

Donc : $M_{0xr} = 154,24 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 97,41 \text{ kg.m}$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 859,32 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 322,75 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 644,49 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 242,06 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 429,66 \text{ kg / m}$$

III.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 6444,9 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 50 y^2 + 58,95 y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2) = 7322,87 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6444,9}{7322,87} \times 3,44 = 3,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,03 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 4296,6 \text{ N / m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2) = 7322,87 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4296,6}{7322,87} \times 3,44 = 2,02 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,02 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 2420,63 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2420,63}{6087,13} \times 3,13 = 1,24 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,24 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.4.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(40 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(40 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{216}{10} = 21,6 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

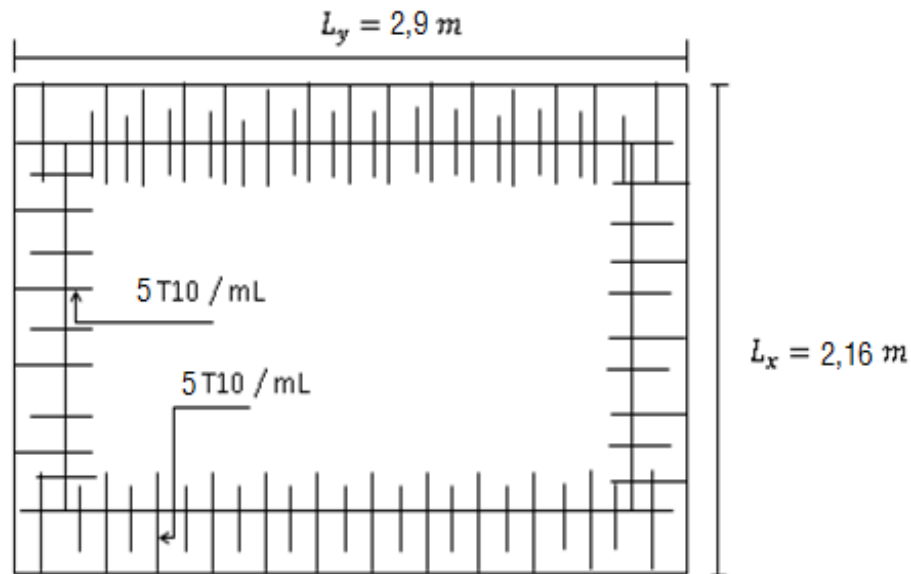


Figure III.12: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

III.4.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Chapitre IV

Calcul des planchers

IV.1. Calcul des planchers :

IV.1.1. Introduction

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est a usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : **$h_t = 20 \text{ cm}$** soit **(16+4)**

Épaisseur de la nervure : **$h_0 = 4 \text{ cm}$**

Largeur de la dalle de compression: **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

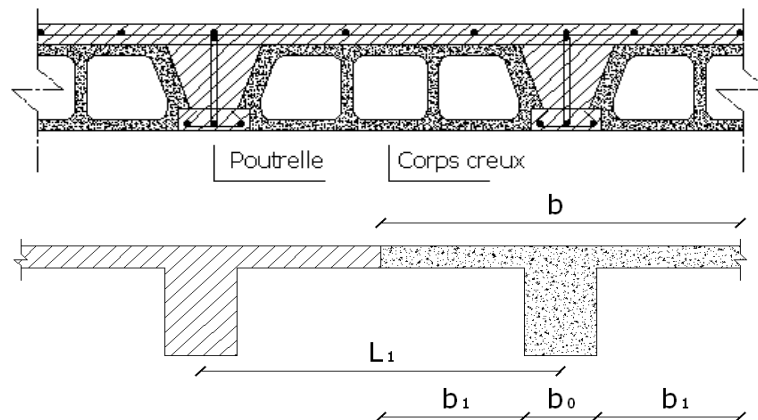


Figure IV.1 Plancher à corps creux

.Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

La portée maximale est : $L = 4,10 \text{ m}$ $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 410 / 10 = 41,1 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

(1) $\Rightarrow b = 2 (26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$. Donc on prend dans le calcul **$b = 65 \text{ cm}$**

IV.1.3. Méthode de calcul des poutrelles :

. Planchers étages courant :

IV.1.3.1. Méthode forfaitaire : Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

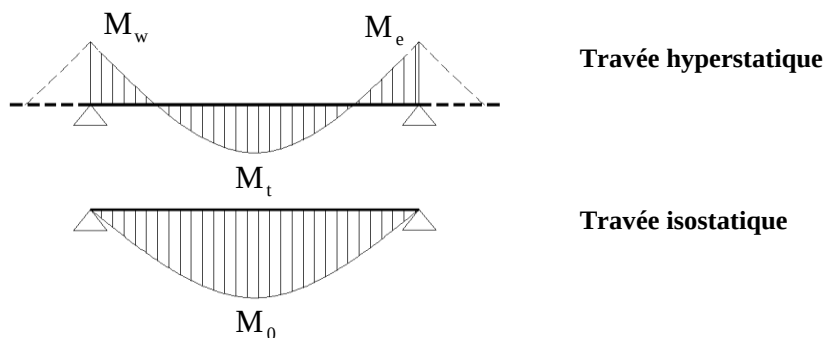
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées .
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b. Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$.
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive.

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

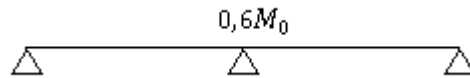
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha : Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation.

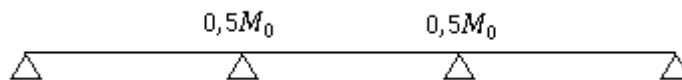
c. Les valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- Poutre continue a deux travées :



- Poutre continue a trois travées



- Poutre continue a plus de quatre travées:

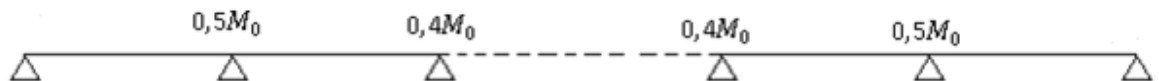
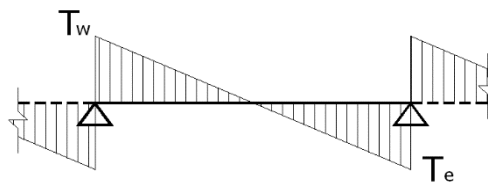


Figure IV.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

d. Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:



- $T_w = Q l/2 + (M_w - M_e)/l$
- $T_e = Q l/2 - (M_w - M_e)/l$

IV.1.4. Calcul des planchers :

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

Charge permanente = $G = 5.04 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

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

Charge permanente : $G = 5.48 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

IV.1.4.1. Combinaisons d'actions :

.E.L.U

$$Q_{u_{EC}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 5.88 \text{ KN/ml}.$$

$$Q_{u_{ter}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.48) + (1.5 \times 1)) \times 0.65 = 5.78 \text{ KN/ml}.$$

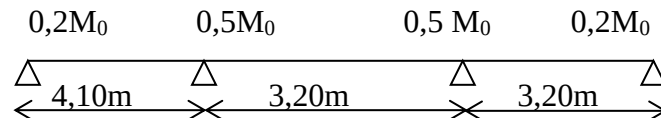
.E.L.S

$$Q_{sec} = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 \times 1.5) \times 0.65 = 4.251 \text{ KN/ml}.$$

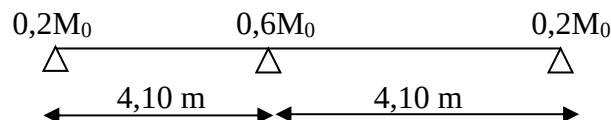
$$Q_{ster} = (G + Q) \times 0.65 = (5.48 \times 1) \times 0.65 = 4.212 \text{ KN/ml}.$$

IV.1.4.2. Les types des poutrelles :

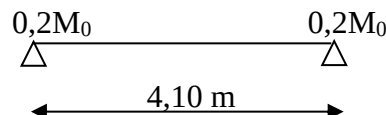
Type1 :



Type2:



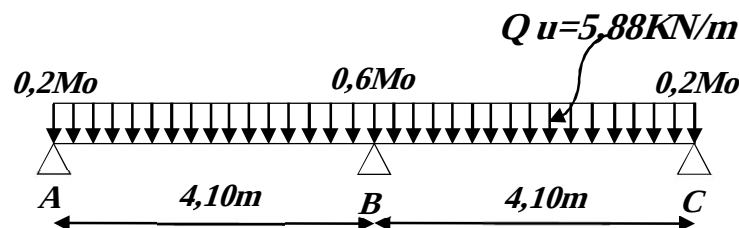
Type3:



IV.2. Détermination des sollicitations :

IV.2.1. Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :

Type 01 :



Vérification :

- $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2) = 1.5 \leq \max (10.08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \longrightarrow$ condition vérifiée
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ; $\longrightarrow$ condition vérifiée
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :
- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25 = 0.85 \leq 4.10/4.10 \leq 1.25 \longrightarrow$ condition vérifiée
- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25 = 0.85 \leq 4.10/3.20 \leq 1.25 \longrightarrow$ condition vérifiée

La Fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\longrightarrow$ condition vérifiée
 Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

Calcul α rapport des charges : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.04} = 0.229$

- Moment Isostatique:

Pour deux travées :

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,88(4,10)^2 / 8 = 12,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,88(4,10)^2 / 8 = 12,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Pour une seule travée :

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,88(4,10)^2 / 8 = 12,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment sur appuis:

Pour deux travées :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 7,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 0,2 M_{0CD} = 2,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Pour une seule travée :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,2 M_{0AB} = 2,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Moment en travée :

Travée de rive (AB) :

$$(1+0.3\alpha) = 1.068$$

$$\text{Travée de rive} \quad \begin{cases} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée de rive} \quad \begin{cases} M_t \geq \max (1.05M_0) ; 1.068 M_0 - [5.00] \\ 0.634M_0 \end{cases}$$

$$M_t = \max (6.7 ; 7.8)$$

On prend $M_t = 7.8$ KN/m

Travée de rive (BC) :

$$\text{Travée de rive} \quad \begin{cases} M_t \geq \max [1.05M_0; (1 + 0.3\alpha).M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq [(1.2 + 0.3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée de rive} \quad \begin{cases} M_t \geq \max (1.05M_0) ; 1.068 M_0 - [5.00] \\ 0.634M_0 \end{cases}$$

$$M_t = \max (6.7 ; 7.8)$$

On prend $M_t = 7.8$ KN/m

	(AB)	(BC)
Moment en travées	7.8	7.8

	(A)	(B)	(C)
Moment sur appuis	2.4	7.4	2.4

- Travée (AB):

$$\begin{cases} Tw = (2,4-7,4)/4,10 + 5,88 \times 4,10/2 = 10,83 \text{ KN} \\ Te = (2,4-7,4)/4,10 - 5,88 \times 4,10/2 = -13,27 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC) :

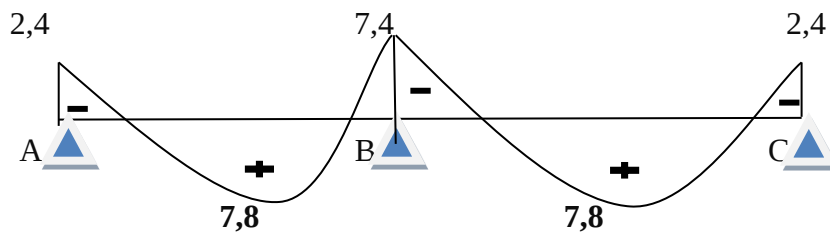
$$Tw = (2,4-7,4)/4,10 + 5,88 \times 4,10/2 = 10,83 \text{ KN}$$

$$Te = (2,4-7,4)/4,10 - 5,88 \times 4,10/2 = -13,27 \text{ KN}$$

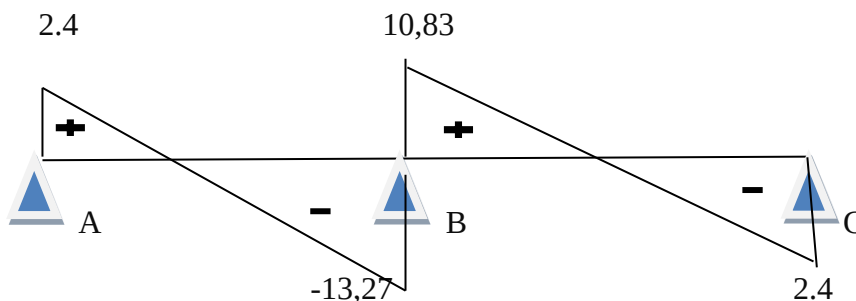
Travée	(AB)	(BC)
$T w$	10.83	10.83
$T e$	-13.27	-13.27

IV.2.2. Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

$M \text{ (KN.m)}$



FigureIV.3. Diagramme des moments



FigureIV.4. Diagramme des efforts tranchants

Tableau IV.1. : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (plancher étages courants)

Type	travée	L(m)	M ₀ ELU	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀ ELS	M _t	M _w	M _e
01	AB	4.10	12.35	2.50	4.90	4.90	10.60	10.60	8.90	7.20	3.90	8.60
02	AB	4.10	12.35	7.80	2.40	7.40	10.80	13.27	8.90	6.40	4.90	4.90
02	BC	4.10	12.35	7.80	7.40	2.40	10.80	13.27	8.90	6.40	2.70	2.70
03	BC	4.10	12.35	10.50	5.20	5.20	10.60	10.60	8.90	6.40	3.90	8.60
03	CD	3.30	8.00	5.76	2.20	5.90	10.70	13.10	5.70	4.10	2.70	2.70
03	DE	3.20	7.52	5.50	5.90	2.90	10.50	13.00	5.44	3.90	2.90	2.90

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 10.50 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 4.90 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ intermédiaire}} = 7.40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$T_{\max} = 17.83 \text{ KN.m}$

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a \text{ rive}} = 3.90 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ intermédiaire}} = 6.40 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 7.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

IV.3. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

– Largeur de la (table) : $b = 65 \text{ cm}$.

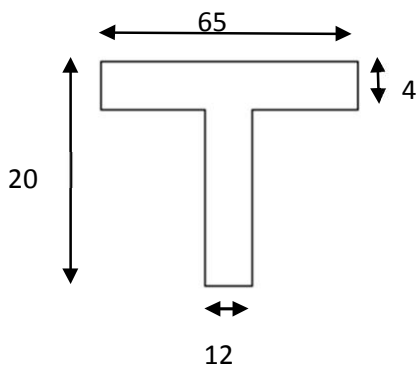


Figure 5 : section en T é

– Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

– La hauteur de la (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$.

– La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20 \text{ cm}$.

– Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$.

– Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration non préjudiciable (étages courants).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

IV.3.1. Plancher étage courant (plancher 1er au 7ème étage) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

E.L.U :

$$M_{t \max} = 10,50 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{\text{rive max}} = 4,90 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{\text{inter max}} = 7,40 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$T_{\max} = 13,27 \text{ KN}$$

IV.3.2. Calcul des armatures longitudinales

• En travée

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^3 = 58,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t \max} = 10,50 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_t = 58,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 10,50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,50 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,982$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,50 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 18 \cdot 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

IV.3.3. Condition de non fragilité

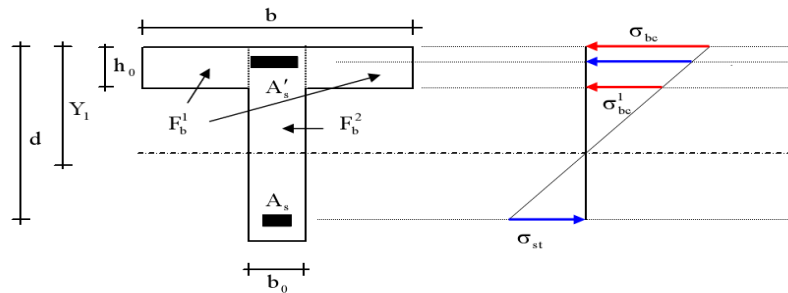
$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_2} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V^2$$

$$I = 1548691 \text{ cm}^4$$

$$V2 = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V1 = ht - V2 = 20 - 13,75 \Rightarrow V' = 6,25 \text{ cm}$$



$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte : **3T12 soit 3,39 cm²**

En appuis : (Intermédiaire)

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 7,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,4 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,13 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,930$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,4 \cdot 10^3}{0,930 \times 18 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s \text{ cal}} = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 1T10 fil + 1T12 chapeau (soit 1,92 cm²)

En appuis de rive :

Puisque le béton tendu est négligeable dans le calcul , donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12×30)

$$\mu = \frac{Mr}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,9 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,08 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,954$$

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

$$As = \frac{Mr}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,9 \cdot 10^3}{0,954 \times 18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

IV.4. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $As_{\text{cal}} = 0,81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte : 1T12 (soit 1,13 cm²)

IV.4.1 Vérification des contraintes à L'E.L.S :**En travées :****1. Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,16 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,77 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

2. Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,77)^3 + 15 \times 2,16 \cdot (18 - 3,77)^2 = 7721,94 \text{ cm}^4.$$

.Calcul des contraintes :**3. Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$M_{t-ser} = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,2 \cdot 10^3}{7721,94} \cdot 3,77 = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

4. Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 13,27 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,27 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,600 \text{ MPa}$$

5. Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,600 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6. Armatures transversales A_t :

D'après le BAEL 99 (A,5,1,23) , on a :

Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

7. Espacement :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,20; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10 \Phi_1; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{St} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } (St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0))$$

$$\Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (\text{St} = 15 \text{ cm})$$

8. Section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$F_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPA}) = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'où : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,05 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,05 - 0,1 = 1,95 \text{ m}$$

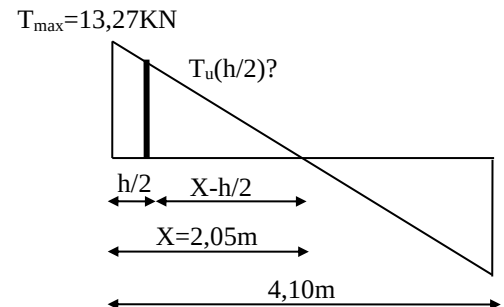
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,27 \times 0,10 / 2,05 = 12,62 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u(h/2) = 12,62 \text{ KN}}$$

$$D'où : \tau_u(h/2) = (12,62 \cdot 10^{-3}) / (0,10 \times 0,18) = 0,7 \text{ MPA}$$

$$\mathbf{\tau_u(h/2) = 0,7 \text{ MPA}}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,7 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,52 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**9. Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,7}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{En prend le max entre (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm} ,$$

$$\text{Pour } s_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{2T8 = 1,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } s_t = 15 \text{ cm}}$$

10. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,27 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,4}{0,9.18.10^{-2}} = 22,83 \text{ KN} > T_u = 13,27 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

11. Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appui de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.13,27.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 2,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

12. Entraînement des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre $\emptyset$ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = \frac{13,27 \times 1000}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 100} = 0,72 \text{ MPA.}$$

$$\bar{C} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$0,72 < 3,15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées}$$

13. Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre $\emptyset$ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Donc nous sommes obliger de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

IV.4.2 Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > \frac{7,2}{15 \times 11,5} = 0,041 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,7}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.4.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :

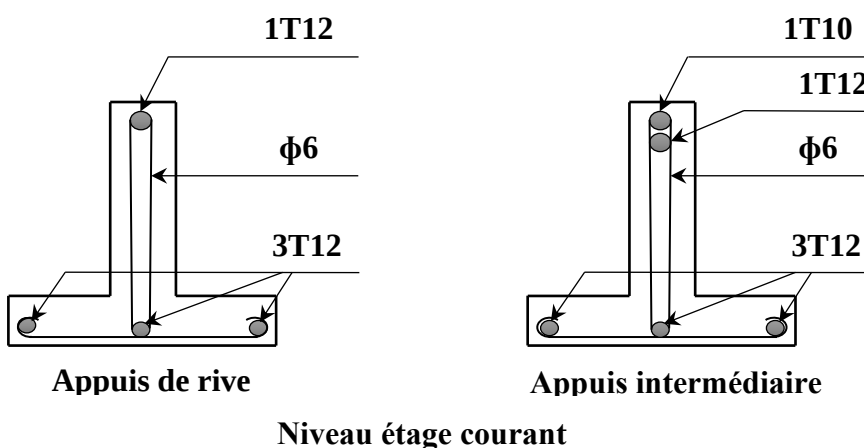


Figure IV.6. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants .

IV.5. Plancher Terrasse (RDM6) :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)$$

les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = (1,35 \times 5,48 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 5,78 \text{ kN/ml} \\ Q_{ser} = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

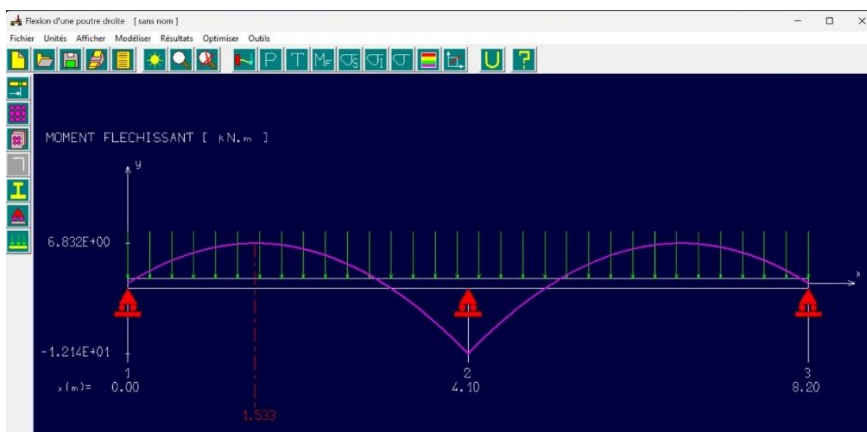


Figure IV.7 : Diagramme des Moments à l'E.L.U

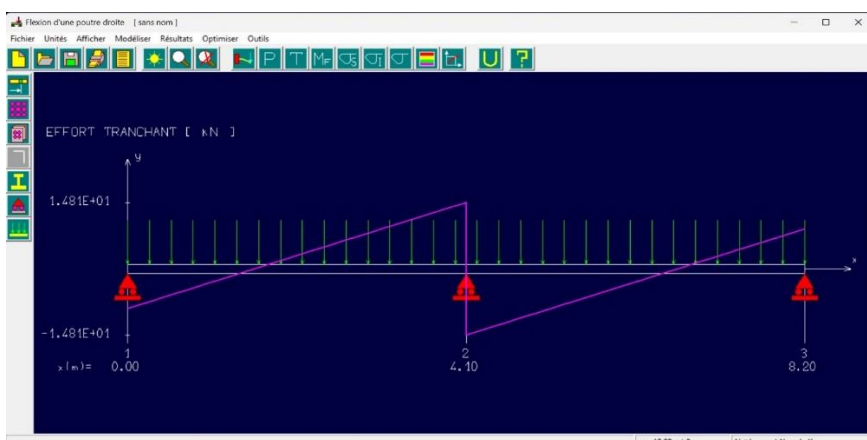


Figure IV.8 : Diagramme d'effort tranchant à l'E.L.U

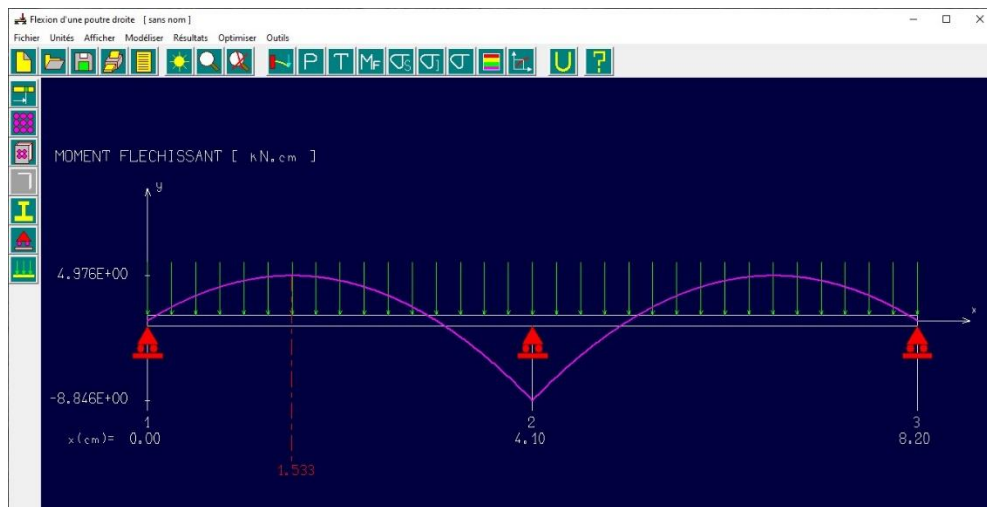


Diagramme des Moments à l'E.L.S

Tableau IV.2: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Mt Max (E.L.U)	Ma rive	Ma int	T	Mt Max (E.L.S)	Ma rive	Ma intr	T
01	6.83	2.42	12.14	14.81	4.9	1.77	8.87	10.78
02	8.04	2.42	9.04	14.05	5.49	1.77	7.50	10.46
03	7.39	2.42	10.60	14.45	5.38	1.77	7.76	10.52

L'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 8.04 \text{ kN.m} \\ Ma_{\text{intermédiaire}} = 12.14 \text{ KN.m} \\ Ma_{\text{Rive}} = 2.42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5.49 \text{ Kn.m} / M_{a \text{ Rive}} = 1.77 \text{ KN.m} \\ Ma_{\text{intermédiaire}} = 8.87 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 10.78 \text{ kN} \end{array} \right.$$

IV.5.1 Le ferrailage des poutrelles

. Calcul des armatures longitudinales

• En travée

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^3 = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 8.04 \text{ KN.m} < M_t = 58.94 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t\max} = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,04 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,987$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,04 \cdot 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

IV.5.2 Condition de non Fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V2} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{h_t^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot h_t + (b - b_0) \cdot h_0] V^2$$

$$I = 1548691 \text{ cm}^4$$

$$V2 = \frac{b_0 \cdot h_t^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h_t + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V1 = h_t - V2 = 20 - 13,75 \Rightarrow V' = 6,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,365 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T12 soit 3,39 cm²**

.En appuis : (Intermédiaire)

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 12,14 \text{ KN .m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,14 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,220 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,874$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,14 \cdot 10^3}{0,874 \times 18 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 1T12 fil + 1T12 chapeau (**soit 2,26 cm²**)

.En appuis : (Rive)

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm²

$M_{\text{appui-inter}} = 2,42 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,42 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,043 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,978$$

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

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,4 \cdot 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{1548691}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

Choix : on adopte : 1T12 (**soit 1,13 cm²**)

IV.5. 3 Vérification des contraintes à L'E.L.S :**.En travées :****-Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b=65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$, $A = 2,16 \text{ cm}^2$.

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,77 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

-Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,77)^3 + 15 \times 2,16 \cdot (18 - 3,77)^2 = 7721,94 \text{ cm}^4.$$

IV.5.4 Calcul des contraintes :

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

$$M_{t \text{ ser}} = 5,49 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \cdot y = \frac{5,49 \cdot 10^3}{7721,94} \cdot 3,77 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{max}} = 10,78 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{10,78 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,500 \text{ MPa}$$

pour une fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,500 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.5.5 Armatures transversales A_t :

D'après le BAEL 99 (A,5,1,23) , on a :

.Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}.$$

on adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}.$

.Espacement :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min (10 \Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,0 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm}$

$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $(St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0))$

$\Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

.Section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration préjudiciable)

$F_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPA}) = 2,1 \text{ MPA}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$F_e = 235 \text{ MPA} ; \gamma_s = 1,15$

$$D'où : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$X = 2,05\text{m}$

$h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m}$

$X - (h/2) = 2,05 - 0,1 = 1,95\text{m}$

Donc: $T_u(h/2) = 10,78 \times 0,10 / 2,05 = 0,525 \text{ MN}$

$T_u(h/2) = 0,525 \text{ MN}$

D'où : $\tau_u(h/2) = (0,525 \cdot 10^{-3}) / (0,10 \times 0,18) = 0,29 \text{ MPA}$

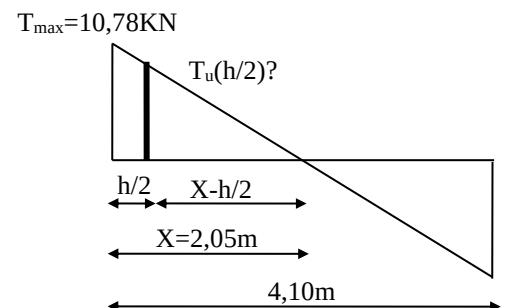
$\tau_u(h/2) = 0,29 \text{ MPA}$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,29 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,5 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

.Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,29}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$



$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$,

Pour $S_t=15 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,30 \text{ cm}^2$

On prend : **2T8** = 1,01 cm² avec un espacement : **S_t=15 cm**

.Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 10,78 \text{ KN}$

$M_{\text{appui}} = 8,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,87}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 54,75 \text{ KN} > T_u = 10,78 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

.Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a : la longueur d'appui de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 10,78 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25} = 0,126 \text{ m} = 12,6 \text{ cm}$$

$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 12,6 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

.Entraînement des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = \frac{10.78 \times 1000}{16.2 \times 3.77 \times 3 \times 100} = 0,60 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

0,60 < 3.15 Condition vérifiées

.Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre $\emptyset$ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \emptyset f_e / 4\tau_s$.

$\emptyset$: Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \emptyset = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

IV.5.6 Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,048 > \frac{7,2}{15 \times 11,5} = 0,041 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,7}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

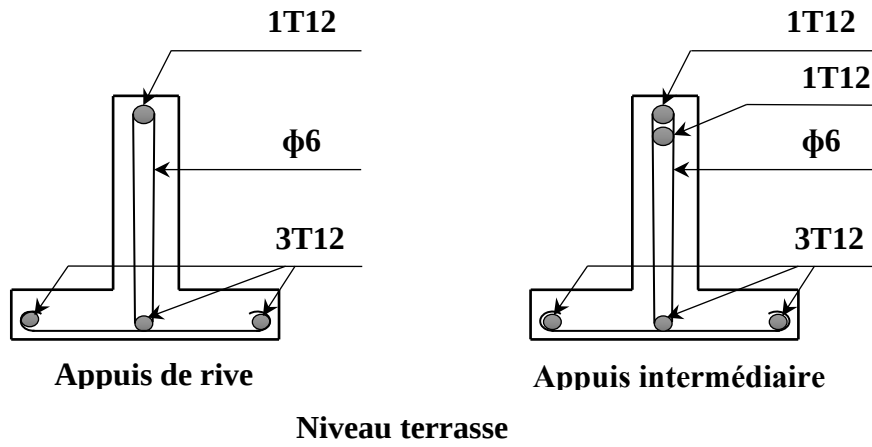


Figure IV.9: Dessin de ferrailage des poutrelles de niveau terrasse.

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

L'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de la structure : Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ✚ Par la méthode statique équivalente.
- ✚ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ (Par la méthode d'analyse dynamique par accéléré grammes.)

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III.

à groupe d'usage 2. Notre ouvrage, est en présence d'un sol Meuble catégorie S3. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETAPS 9.7.4**).

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 (pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article (4.1.2.b Zone III) et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

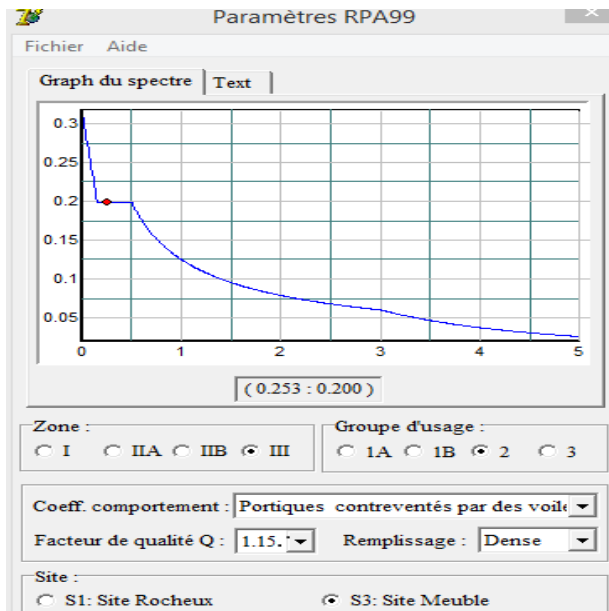
La méthode dynamique :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qu'elle mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses pour cela l'utilisation des méthodes numériques est devenue indispensable.

L'utilisation de logiciel de calcul par élément finis **ETABS** avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propre d'une structure donnée.

V.3. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



FigureV.1 : Courbe de spectre de réponse

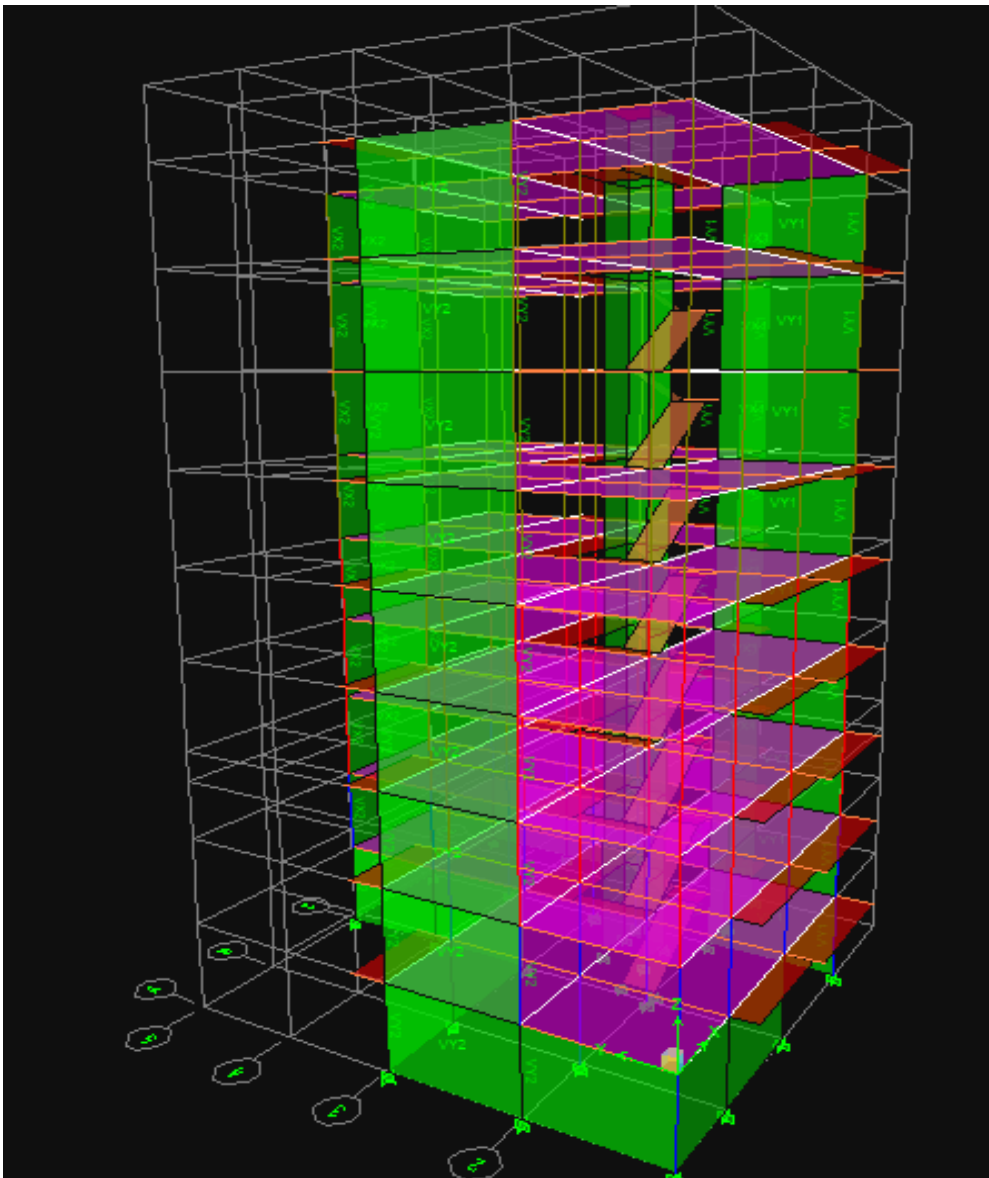


Figure V.2 : : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS V9.7.4 »

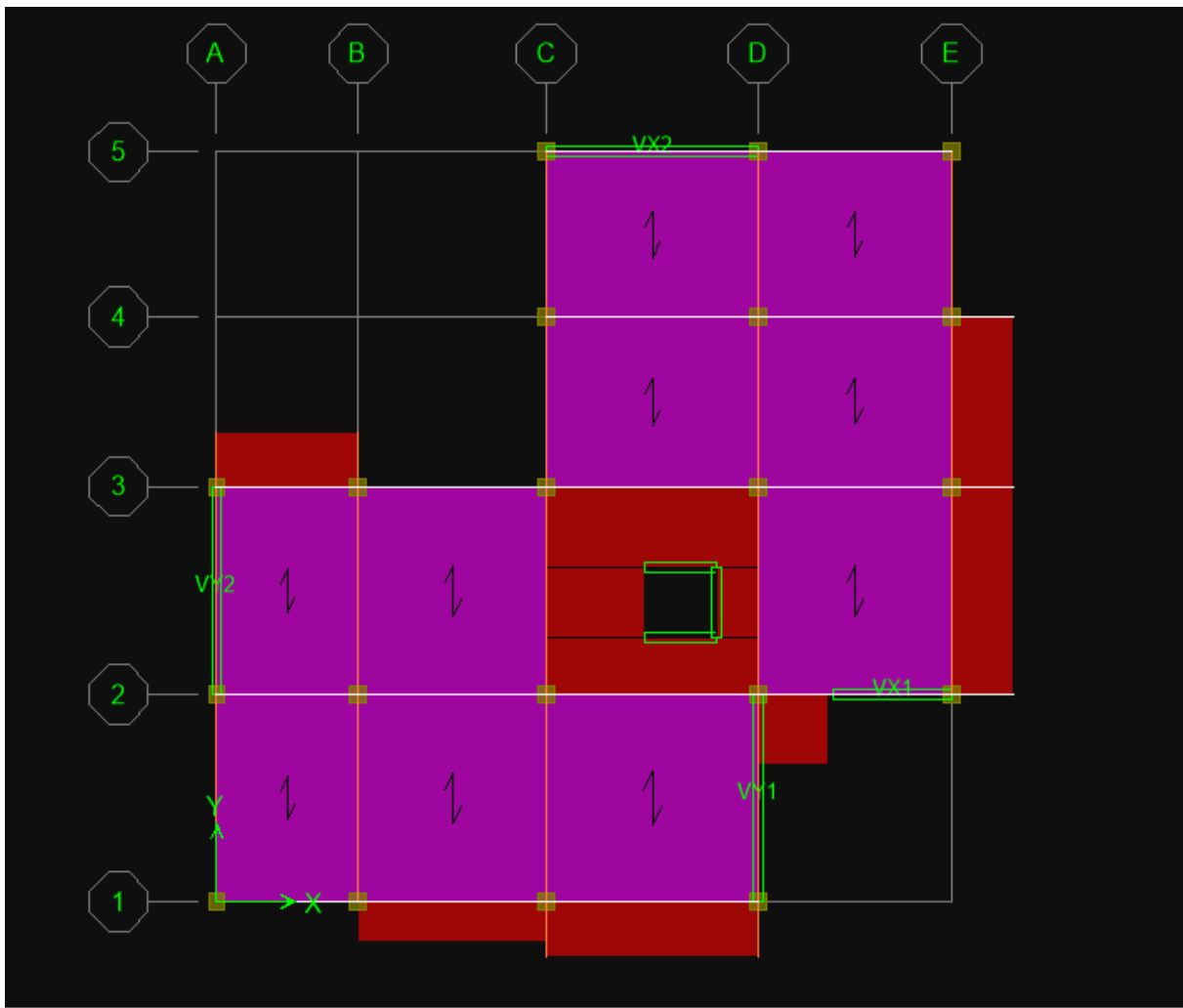


Figure V.3 : Disposition des voiles du contreventement

V.4. Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✚ respect de la réglementation parasismique.
- ✚ conception architecturale parasismique.
- ✚ mise en œuvre soignée.

V.5.Evaluation des efforts sismiques :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ seconde} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{ seconde} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : coefficient d'accélération de zone .

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%)

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

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 .
- R : Coefficient de comportement de la structure RPA99 .
- Q : Facteur de qualité .
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819171 \geq 0,7$

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

Les critères de qualité « q » :

Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

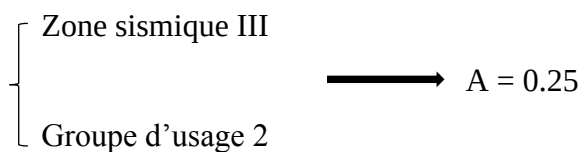
$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05)$$

$$Q = 1,15$$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$$T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,50s \dots\dots\dots (\text{RPA99}).$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme la zone;



Coefficient de comportement globale de structure (R):

Sa valeur unique est donnée par le « **Tableau 4.3.RPA99** » en fonction du système de contreventement, **R= 4 (Portiques contreventés par des voiles).**

1 - Les résultats :**TableauV.3:** Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y
1	0,6703	54,2707	1,7928	54,2707	1,7928
2	0,5826	0,3335	57,4469	54,6041	59,2397
3	0,4703	8,9655	3,8755	63,5697	63,1153
4	0,1773	12,5235	0,0405	76,0932	63,1558
5	0,1409	0,7865	15,6486	76,8797	78,8044
6	0,1016	2,7008	1,9144	79,5805	80,7188
7	0,0837	4,6991	0,1792	84,2796	80,898
8	0,0627	0,7483	5,8105	85,0279	86,7084
9	0,0509	2,4016	0,179	87,4295	86,8874
10	0,0441	1,2926	0,8617	88,7221	87,7491

Selon le (RPA.99/Version2003) , l'article (4.3.4)

$\sqrt{n} \times 3 < \text{dernier mode et } T_k \leq 0.2 \text{ s}$

$\sqrt{8 \times 3} = 9$

$9 < 10 \longrightarrow$ Condition vérifiée

$0.0441 < 0.2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

 **justification de la sécurité :**

Remarque

Pour ce cas de modélisation, nous avons :

T_{dyn} : La période fondamentale obtenue le calcul numérique par le biais du logiciel ETABS

$T(\text{dyn}) = \mathbf{0,40 \text{ s}}$

1) 1^{er} formule $T_1 = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}}$ RPA 99 (Article .4.2.4).

2) 2^{eme} formule $T_1 = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}}$

Avec : $T = 1,3 \times \min (T_1 ; T_2)$

H_c : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(D), L_x, y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$H_c = 24,48$ m

$C_T = 0,05$ RPA

$$T_{st} = C_T \times h_c^{3/4} = 0.05 \times (24.48)^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{17.10}} = 0.532 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{17.30}} = 0.529 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\text{On a : } 1,3 \times (T_x) = 1,3 \times 0.532 = 0,691 > T_y (\text{dyn}) = 0,40 \text{ s}$$

la condition est vérifiée

$$1,3 \times (T_y) = 1,3 \times 0.529 = 0,688 > T_y (\text{dyn}) = 0,40 \text{ s}$$

la condition est vérifiée

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

Tableau V.4: Vérification de la période fondamentale

T dynamique	T statique	1,3T statique	T dynamique < 1,3*Tempirique
0,40	0,55	0,69	Condition vérifiée

Poids de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure. D'après le (RPA 99/V2003) le poids total de la structure W est égal à la somme des poids

$$W_i, \text{ calculés à chaque niveau (i) : } W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Tableau V.5 : Le poids de structure

STORY	Mass X =Mass Y
STORY0	293,9928
STORY1	264,0208
STORY2	261,0195
STORY3	261,0195
STORY4	257,948
STORY5	255,356
STORY6	255,356
STORY7	252,187
STORY8	195,3277
STORY9	4,1138
$\sum_{9}^{SS} Mass = 2300,46$	

$$W = \sum M \times 9.81 = 2300.46 \times 9.81$$

$$W = 22567.513$$

V.6. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots Si T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3,00}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \dots \dots \dots Si T \leq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site(**RPA**) :

Pour une sole ferme (S3) : $T_2 = 0,50s$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,50 \leq 0,60 \leq 3,0 \text{ sec}$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.557$$

$$D_y = 1.780$$

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage
 $1\%h_e = 0,0306$; **donc la condition est vérifiée.**

V.7 calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Par la méthode statique équivalente :

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

$$V_{x \text{ stat}} = \frac{0.25 \times 1.775 \times 1.15}{4} \times 22567.5$$

$$V_{x \text{ stat}} = 2303.29 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ stat}} = \frac{0.25 \times 1.78 \times 1.15}{4} \times 22567.5$$

$$V_{y \text{ stat}} = 2309.78 \text{ KN}$$

Selon le **RPA99/V2003 (Article 4.3.6)** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base «**V**» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$V_t < 0.80 V$$

a) Sens longitudinal et Sens transversale :

Tableau.V.6: Vérification de la force sismique à la base

	V_{dynamique}	V_{statique(KN)}	80% V_{statique}	0,8% V_{sta} < V_{dyn}
Sens X-X	2211,13	2303,29	1842,68	Condition vérifiée
Sens Y-Y	2599,29	2309,78	1847,82	Condition vérifiée

V.8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=4$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/version2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage.

✚ Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.7: Déplacements relatifs à chaque niveau suivant X et Y

Niveau	U _x	U _y	X×R	Y×R	Δ _{kx}	Δ _{ky}	1%h _e (m)
Terrasse	0.0262	0.0233	0.130	0.115	0.012	0.014	0.0060
7	0.023	0.02	0.115	0.110	0.015	0.014	0.0306
6	0.0199	0.017	0.0995	0.085	0.015	0.013	0.0306
5	0.0168	0.0144	0.084	0.072	0.015	0.014	0.0306
4	0.0135	0.0115	0.0675	0.057	0.012	0.014	0.0306
3	0.0102	0.0086	0.051	0.043	0.015	0.014	0.0306
2	0.007	0.0059	0.035	0.029	0.014	0.012	0.0306
1	0.0041	0.0034	0.0205	0.017	0.012	0.0095	0.0306
RDC	0.0017	0.0015	0.0085	0.0075	0.0075	0.0065	0.0306
S.SOL	0.0002	0.0002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.030

V.9 L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

V.9.1L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le **RPA99/version2003 (article 4.3.7)** procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Tableau V.8 : Vérification de l'excentricité suivant e_x et e_y

Story	$M_x=M_y$	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	L_x	L_y
STORY0	293.99	8.516	7.289	7.712	8.12	0.804	0.831	16.65	16.85
STORY1	264.02	8.615	7.181	6.736	10.39	1.929	3.209	16.65	16.85
STORY2	261.019	8.668	7.177	6.969	10.64	1.978	3.46	16.65	16.85
STORY3	261.019	8.668	7.177	7.315	10.338	1.353	3.161	16.65	16.85
STORY4	257.948	8.672	7.173	7.624	9.953	1.048	2.78	16.65	16.85
STORY5	255.356	8.675	7.169	7.876	9.601	0.799	2.432	16.65	16.85
STORY6	255.356	8.675	7.169	8.085	9.292	0.59	2.123	16.65	16.85
STORY7	252.28	8.673	7.19	8.246	9.04	0.427	1.85	16.65	16.85
STORY8	195.327	8.651	7.125	8.334	8.892	0.317	1.76	16.65	16.85
STORY9	4.1138	10.003	6.35	10.726	6.639	0.723	0.289	16.65	16.85

V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets est négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau« K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}) \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.3).}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**Article 4.2.5 RPA99/V2003**)

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.6)}$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \dots F_t = 0,7 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \dots F_t = 0 \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0.40 < 0.7 \text{ Sec}$.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i \dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.5)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: Poids revenant au plancher $i ; j$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $\theta_k \leq 0,1$ effet P-delta peut être négligé .
- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Tableau V.9 : Vérification à l'effet P- Δ

Niveau	H(m)	Wi	Pk(KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
				$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$\theta < 0,10$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$\theta < 0,10$
S.SOL	3.00	2884.07	22567.4	0.001	2211.13	0.003	0.001	2599.29	0.003
RDC	3.06	2590.04	19683.18	0.0075	2193.34	0.02	0.0065	2577.1	0.016
1	3.06	2560.6	17093.11	0.012	2109.18	0.03	0.0095	2480.71	0.021
2	3.06	2560.6	14532.5	0.014	1976.74	0.03	0.012	2324.3	0.025
3	3.06	2530.46	11971.9	0.015	1796.7	0.03	0.014	2118.11	0.025
4	3.06	2505.04	9441.4	0.016	1563.7	0.03	0.014	1849	0.023
5	3.06	2505.04	6936.44	0.016	1282.3	0.03	0.015	1514.17	0.022
6	3.06	2474.43	4431.4	0.015	924.95	0.02	0.015	1107.2	0.02
7	3.06	1916.16	1956.9	0.015	485.4	0.02	0.015	578.77	0.016
Terrasse	6.00	40.35	40.35	0.016	13.39	0.01	0.016	15.91	0.013

Conclusion :

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique. D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_k^x et θ_k^y sont inférieures à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable).

On peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

VI.1.Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

VI.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 : Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

. $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

. $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

. $G + Q \pm E$ (1)

. $0,8 G \pm E$ (2)

.Les poteaux :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$ (BAEL 91/ modifie 99)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2 \longrightarrow$ (BPA 99 version 2003)

$0,80G \pm E$

.Les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q \longrightarrow$ (BAEL 91/ modifie 99)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2 \longrightarrow$ (BPA 99 version 2003)

$0,80G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique

VI.3 Ferraillage des poutres :**a) Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple. Le ferraillage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2ème genre :

Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : $S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant : M_{sp1}

Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} : 0,80G \pm E \\ S_{p2} : G+Q \pm E \end{array} \right. \xrightarrow{\quad} \text{Moment correspondant } M_{sp2}$

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1.15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1.15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

VI.3.1 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.7\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\left\{ \begin{array}{l} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{array} \right.$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\left\{ \begin{array}{l} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.3.2 Ferraillage d'une poutre principales: (30×40) cm² (plancher terrasse)

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire (Terrasse) , les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel Etabs .

a) Ferraillage sur appuis

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} M_{sp1} = 58.22 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 96.45 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1.65 > 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;

- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{96,45 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,175 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,904$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{96,45 \times 10^3}{0,904 \times 36 \times 348} = 8,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14+ 3T14** ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

b) Ferraillage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 39,63 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 42,18 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,06 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39,63 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0720 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,63 \times 10^3}{0,963 \times 36 \times 348} = 3,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14+3T14** ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

. Vérification du ferraillage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{348} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{93,50 \times 10}{30 \times 36} = 0,865 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,865 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 35 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 11,3 \text{ cm} ; 35 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

d) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,43 ; 0,4 \} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,43 \times 30}{235} = 0,054 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,054 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 93,50 ; M_{ap} = 39,63 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{39,63}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 122,3 \text{ KN.m} > 93,5 \text{ KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

f) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 93,5 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,046 \text{ m} = 4,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 4,6 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}$$

g) Entrainement des armatures :

g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 93,50 \text{ kN}$

n : Nombre de armatures longitudinales tendues ; $n = 3$

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{93,50 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 2,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 2,18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

g. 3) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de

$$\begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 70 \text{ cm} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 60 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

h) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 42,48 \text{ KN.m} ; A = 4,81 \text{ cm}^2$$

h.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d-y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 72,15y - 2597,47 = 0 \rightarrow y = 10,97 \text{ cm}$$

h.2) Moment d'inertie :

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

$$= \frac{30 \times 10,97^3}{3} + (15 \times 4,81 \times (36 - 10,97)^2) = 58403,43 \text{ cm}^4$$

h.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{42,48 \times 10^3}{58403,43} \times 10,97 = 7,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

h.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{42,48 \times 10^3}{36445,52} \times (36 - 10,97) = 29,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 29,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI.3 Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{42,48}{10 \times 62} = 0,07 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,93}{35 \times 36} = 0,00445 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.4 Ferraillage d'une poutre secondaires (rive) : (30× 35) cm² (plancher étage courant) :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire (Terrasse) , les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel Etabs.

→ Armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,9 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

a) Ferraillage sur appuis

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 63.00 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 82.5 \text{ KN.m} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,3 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{82,5 \times 10^3}{30 \times 31^2 \times 14,17} = 0,195 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.890$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{82,5 \times 10^3}{0,890 \times 31 \times 348} = 8,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14 + 3T14** ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

b) Ferraillage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 27,3 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 49,27 \text{ KN.m} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,81 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49,27 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,116 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,938$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,27 \times 10^3}{0,938 \times 31,5 \times 348} = 4,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T14 + 3T14** ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

. Vérification du ferraillage de la poutre :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{348} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{58 \times 10}{30 \times 31,5 \times 100} = 0,613 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(4,34 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,613 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4,34 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10,00 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 35 \text{ cm} ; 12 \Phi_l \right\} = \min \{ 8,75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

d) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,28 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,051 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 58,50 ; M_{ap} = 82,50 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{82,50}{0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}} = 204,58 \text{ KN.m} > 82,5 \text{ KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

f) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_b &\leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \\ &\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 58 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,029 \text{ m} = 2,9 \text{ cm} \\ a' &= b - 4 = 26 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 28,35 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 2,9 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

g) Entraînement des armatures :

g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ; Tapez une équation ici.

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 58,00 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinales tendues ; $n = 3$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{58,00 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,54 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

g.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 1,54} = 77,92 \text{ cm} \end{cases}$$

g. 3) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de

$$\begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 60 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 50\Phi \text{ en zone III}$$

h) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 36,033 \text{ KN.m} ; A = 6,97 \text{ cm}^2$$

h.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d-y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 72,15y - 3597,47 = 0 \rightarrow y = 11,61 \text{ cm}$$

h.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 \\ &= \frac{30 \times 11,61^3}{3} + (15 \times 4,81 \times (36 - 11,61)^2) = 55942,45 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

h.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{36,033 \times 10^3}{55942,45} \times 11,61 = 7,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

h.4) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 1,6 \times \frac{36,033 \times 10^3}{55942,45} \times (36 - 11,61) = 25,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0,079 > 0,041 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0,079 > \frac{36,033}{10 \times 62} = 0,041 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,93}{30 \times 31,5} = 0,0020 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

.Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

.Sens longitudinal : « poutres principales (30 x 40) cm² »

.Poutre intermédiaire :

Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres principales intermédiaire

Niveau	Section	Moment (t.m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Etages courants	Appuis	79,9	102,2	102,2	6	9,06	6T14=9,24
	Travée	43,29	90,6	90,6		7,80	6T14=9,24
Terrasse	Appuis	58,22	96,45	96,45	6	8,52	6T14=9,24
	Travée	39,60	42,18	39,60		3,3	6T14=9,24

Sens transversal : « poutres secondaires (30 x 35) cm² »

Poutre de rive :

Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres secondaires de rive

Niveau	Section	Moment (t.m)		Moment de calcul	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Etages courants	Appuis	63.5	82.5	82.5	5.25	8.48	6T14
	Travée	27.3	49.27	49.27		4.76	6T14
Terrasse	Appuis	35.74	62.08	62.08	5.25	6.16	6T12
	travée	24.69	45.83	45.83		4.39	6T12



Figure VI.1 : dessin de ferraillage des poutres principaux (40×30)



Figure VI.2 : dessin de ferraillage des poutres secondaires (35×30)

VI.6 Ferraillage des poteaux

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone III
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max 1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max 2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1(45 x 45) cm ²	18,22	81	121,5
Type 2(45 x 45) cm ²	14,6	64	96
Type 3(40 x 40) cm ²	11,02	49	73,5

Tableau VI.3 :Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(45 x 45)cm ² S.SOL.....RDC	(40 x 40) cm ² 1 ^{er}3 ^{eme}	(35 x 35)cm ² 4 ^{eme}7 ^{eme}
A	$N_{max}[kN]$	1673,23	1439,36	783,04
	$M_{cor}[k.m]$	15,92	13,65	15,47
B	$N_{min}[kN]$	130,93	292,55	52,38
	$M_{cor}[kn.m]$	3,54	27 ,36	18,80
C	$M_{max}[kn.m]$	31, 4	33,11	38, 28
	$N_{cor}[kN]$	1067,61	682,8	307, 41

Tableau VI.4 :Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(45 x 45)cm ²	(40 x 40) cm ²	(35 x35)cm ²
A	$N_{max}[Kn]$	1490,71	1297,36	713,2
	$M_{cor}[Kn.m]$	53,31	36,92	34,87
B	$N_{min}[Kn]$	3,52	77,45	1,45
	$M_{cor}[Kn.m]$	11,92	20,82	0,93
C	$M_{max}[Kn.m]$	119,26	33,11	112 ,08
	$N_{cor}[Kn]$	1052,73	634,64	116,94

1) Calcul d'un poteau

a) Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Poteau (4^{ième} 7^{ième}) : (35X35) cm² Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable.

✧ **Combinaison de 1^{er} genre**

a) $N_{max} = 783,04$ Kn.m $M_{cor} = 15,47$ KN.m.

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,47}{783,04} = 1,97 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 783,04 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 1,97 \times 10^{-2} \right) = 125 \text{ KN.M}$$

.Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 783,8 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{783,04 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 783,04 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 125 \text{ KN.M} < 388 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

b) $N_{\min} = 52,38 \text{ Kn.m}$ $M_{\text{cor}} = 18,80 \text{ KN}$

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,80}{52,38} = 0.35 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 52,38 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0.35 \right) = 25.66 \text{ KN.M}$$

.Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 52,38 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{52,38 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 52,38 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 18.80 \text{ KN.M} < 13.65 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, armatures ne sont pas nécessaire ($A_2 = A_2' \neq 0$).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,66 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.983$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,66 \times 10^3}{0,983 \times 31,5 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) $M_{\max} = 38,28 \text{ KN.M}$ $N_{\text{cor}} = 307,41 \text{ KN}$

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38,28}{307,41} = 0.123 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 307,41 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0.123 \right) = 80.84 \text{ KN.M}$$

.Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 307,41 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{307,41 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 307,41 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 80,84 \text{ KN.M} < 51 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' \neq 0$).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{80,84 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,16 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,911$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80,84 \times 10^3}{0,911 \times 31,5 \times 348} = 8,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✧ Combinaison de 2^{ème} genre

$$\diamond N_{\max} = 713,2 \text{ Kn.m} \quad M_{\text{cor}} = 34,87 \text{ KN m.}$$

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34,87}{713,2} = 0,05 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 713,2 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,05 \right) = 137,508 \text{ KN.M}$$

.Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 713,2 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{713,2 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 713,2 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 137,508 \text{ KN.M} < 302,5 \text{ KN.M} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

$$\diamond N_{\min} = 1,45 \text{ Kn.m} \quad M_{\text{cor}} = 0,93 \text{ KN}$$

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,93}{1,45} = 0.64 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1,45 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0.64 \right) = 1.13 \text{ KN. M}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 1,45 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{1,45 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1,45 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ M_u = 1.45 \text{ KN. M} < 0.4 \text{ KN. M} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, armatures ne sont pas nécessaire ($A_5 = A_5' \neq 0$).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,45 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,002 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.999$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,45 \times 10^3}{0,999 \times 31,5 \times 348} = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\diamond M_{\max} = 112,08 \text{ KN.M} \quad N_{\text{cor}} = 116,94 \text{ KN}$$

.Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{112,08}{116,94} = 0.95 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 116,94 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0.95 \right) = 126.52 \text{ KN. M}$$

.Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,35 \times 0,35 \\ M_u \leq 116.94 \times 0,315 \left(1 - 0,514 \frac{116.94 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 116,94 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 126.52 \text{ KN. M} < 22.66 \text{ KN. M} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, armatures ne sont pas nécessaire ($A_6 = A_6' \neq 0$).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{126,52 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,25 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0.848$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{126,52 \times 10^3}{0,848 \times 31,5 \times 348} = 13,6 \text{ cm}^2 / m$$

Tableau :VII.5. les sollicitations max et les armatures correspondants

Niveaux	Com bi.	1 ^{ier} genre			2 ^{ème} genre				A adoptée [cm ²]
		N_u [t]	M_u [t.m]	A_{cal} [cm ²]]	N_U [t]	M_U [t.m]	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	
Type 1 (45 x 45)	A	1673.2	15.9	0	1490.7	53.3 1	0	18.22	4T20+4T16 = 20,6
	B	130.9	3.54	0	3.5	11.9 2	0.9		
	C	1067.6	31.4	0	1052.7	119. 26	0		
Type 2 (40 x 40) cm ²	A	1439.3 6	13,65	0	1297.3	36.9	0	14,4	8T16 =16,08
	B	292.5	27.36	5.56	77.05	20.8	0		
	C	628.8	33.11	10.9	634.6	33.1 2	0		
Type 3 (35 x35) cm ²	A	783.04	15.47	0	713.2	34.8	0	11,02	4T14+4T16 = 14,2
	B	52.38	18.8	2.4	1.45	0.9	0.1		
	C	307.41	38.28	8.09	116.9	110. 58	13.2		

VI.7 Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (35x35) cm² »

$$T_{\max} = 78,22 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 78,22 \times 10 / (35 \times 31,5) = 0,709 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,709 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

le calcul des armatures transversales se fait suivant directives données par le **RPA/V2003**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 14 / 3$$

$$\Phi_t = 4.67 \text{ mm}$$

On adopte le choix T8

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b.2- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec : L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,35 = 6,12 > 5$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 2,5 \cdot 78,22 \cdot 10}{35 \cdot 235} = 3,56 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq 10\text{cm} & S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10 \varnothing \right\} & S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 35 / 235 = 0,89 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80\text{cm} \end{cases}$$

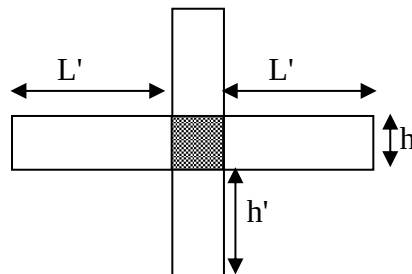
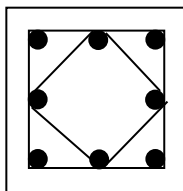


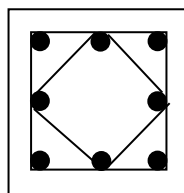
Figure VI. 3: la zone nodale

poteau de (45x45)
(S.SOL.....RDC)



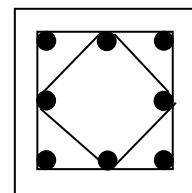
4T20+4T16

poteau de (40x40)
(1^{er} étage.....3^{ième})



8T16

poteau de (35x35)
(4^{ième} étage...7^{ième})



4T16+4T14

Figure VI. 4: Ferraillage des sections des poteaux

Chapitre VII

Etude des voiles de contreventement

VII.1.Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

VII.1.1.Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (Torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.1.2.Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

G+Q+E (Vérification du béton).

0.8G±Q+E (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(Version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

VII.3. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (**Version 2003**).

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a . L$, On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, On ferraille avec A_v .

3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.3.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10 %.

VII.3.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Exemple de calcul :

Voile de rive :

$$A = (0.45^2 \times 2) + 0.2 \times 4.05 = 1.25 \text{ m}^2$$

$$I = (0.2 \times 4.05^3) / 12 = 3.1643 \text{ m}^4$$

$$V = 2.475 \text{ m}$$

$$N = 1805.62 \text{ KN}$$

$$M = 101.87 \text{ KN.m}$$

$$T = 871.37 \text{ KN}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_1 = \frac{1805.62 \times 10^{-3}}{1.25} + \frac{101.87 \times 2.475 \times 10^{-3}}{3.16} = 1.52411 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \rightarrow \sigma_2 = \frac{1805.62 \times 10^{-3}}{1.25} - \frac{101.87 \times 2.475 \times 10^{-3}}{3.16} = 1.3641 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\%.a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\%.a.L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1.a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend $D=12 \text{ mm}$.

Donc on prend : 5T12 p.m. = 5.65 cm²/m

L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5.a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-La contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0.d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile. ($d=0,9 \times h$).

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

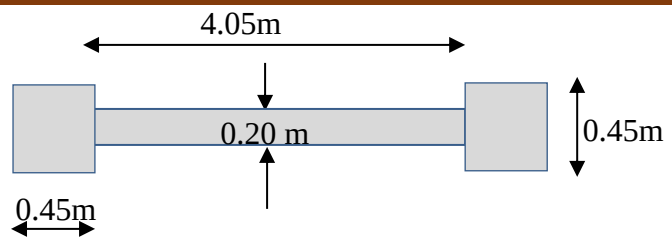


Figure :VII.1 Voile

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0.d} = 1.4 \times \frac{871.137 \times 10^{-3}}{0.2 \times (0.9 \times 4.05)} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.67 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VII.5. Disposition des armatures :

.Armatures verticales :

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, être doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :

$$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$L = 405 \text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 40.5 \text{ cm}$$

.Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\varnothing$.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués Conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min (1,5.a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm

.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

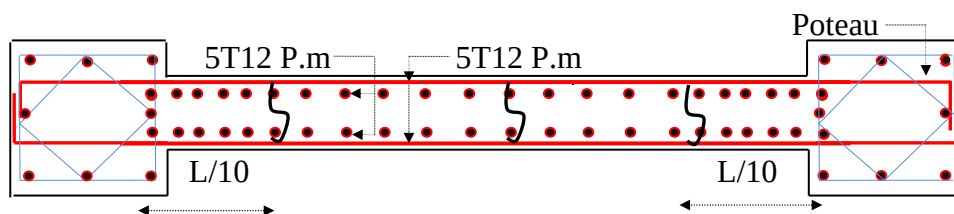


Figure VII.2 : Disposition des armatures des Voiles

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-Calcul du voile périphérique :

VIII.1.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes .
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

VIII.1-2 le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

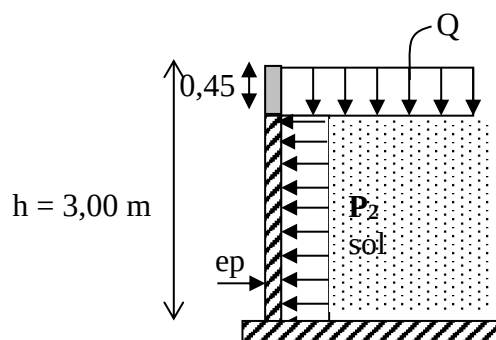
On adopte : $e_p = 20\text{cm}$.

VIII.1-3 Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec} : \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17 \cdot 3,00 = 13,81\text{Kn /ml}$$



b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 1,15 \cdot 3,00 = 1,22 \text{ Kn/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 13,81 + 1,5 \times 1,22 = 20,46 \text{ Kn/ml.}$$

$$Q = 20,46 \text{ t/ml.}$$

VIII.1-4- Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_y = 3,00 - 0,45 = 2,55 \text{ m.}$$

$$L_x = 4,50 - 0,45 = 4,05 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4,05} = 0,62 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0751 \cdot 20,46 \cdot (4,05)^2 = 25,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,3613 \cdot 25,20 = 9,09 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 21,42 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 7,72 \text{ Kn.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 21,42 \text{ Kn.m; } b = 100 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm; } d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21,42 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,04 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,42 \cdot 10^3}{0,976 \cdot 18 \cdot 348} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$M_{ty} = 7,72 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,72 \cdot 10^3}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,27 \cdot 1000}{0,992 \cdot 18 \cdot 348} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,24; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/m L** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 3,50; 2,00 ; 1,90 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/m L** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

VIII.1-5-Les vérifications :**a- Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 20,46 \cdot \frac{4,05}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 36,632 \text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{36,632 \cdot 10^3}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,203 \text{MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,203 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,203 \cdot 25 / 1,5 = 2,38 \text{MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 2,38 > \tau_u = 0,203 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 13,81 + 1,22 = 15,03 \text{Kn/ml}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 4,57 \text{Kn.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 1,65$$

$$M_{\text{tx}} = 3,884 \text{Kn.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 1,40 \text{Kn.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 3,884 \text{Kn.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218.$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,884 \cdot 10^4}{0,925 \cdot 18 \cdot 393} = 59,35 \text{MPa.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 21}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

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

$$\sigma_s = 59,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{59,35}{51,67} = 1,14 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,14 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L' .E.L.U conviennent .

Sens y :

$$M_{ser} = 1,40 \text{ KN. m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

$$\text{d'ou } k = 51,67; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{1,40.10^4}{0,925.18.393} = 21,39 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_s = 21,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{21,39}{51,67} = 0,40 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures à L' E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 = 3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

VIII.2.Calcul des fondations :

VIII.2.1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,00 bar à un ancrage de 2m

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure ,ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans

l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VIII.2.2-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier :

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol $\cong$ poids total de la structure).

VIII.3.2.- Pré dimensionnement du radier :

Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 35599,52 \text{ K n.}$

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 26044,71 \text{ K n.}$

Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = N_{ser} = 26044,71 \text{ t.}$

$S \geq N/\sigma_{sol} = 26044,71/200 = 130,22 \text{ m}^2.$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 286,13 \text{ m}^2.$

VIII.3.3- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,50 \text{ m}$

$Q_u = N_u / S = 35599,52 / 286,13 = 124,41 \text{ Kn /m}^2.$

Par ml: $Q_u = 124,41 * 1 \text{ ml} = 124,41 \text{ t/ml.}$

$V_u = 124,41 * 4,50 / 2 = 279,93 \text{ K n}$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{279,93 \times 10^3}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,1866\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4,50\text{cm}$$

$$18 \leq d \leq 22,5\text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 30\text{cm} ; d = 20\text{cm}$$

VIII.3.3.1- Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivantes :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 50\text{ cm} \leq h \leq 75\text{ cm}$$

On prend : $d=63\text{ cm} ; h = 70\text{ cm} ; b = 40\text{ cm}$.

VIII.3.3.2- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,3 \times 286,13 + 0,70 \times 0,40 \times 126,9] = 3034,97\text{Kn}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 3034,97 + 26044,71 = 29079,68\text{Kn}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{29079,68}{286,11} = 101\text{ Kn/m}^2 < 200\text{ Kn/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,011\text{cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420\text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,40\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500\text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{500 \times 0,40}} = 5,15\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,15\text{m} < \frac{\pi}{2} . L_e = 7,22\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$: la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide .

VIII.3.3.3- Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,30 = 7,5 \text{ Kn/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 101,6 - 7,5 = 94,13 \text{ Kn/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 94,13 \text{ t/m}^2.$$

VIII.3.4- Ferrailage du radier :

VIII.3.4.1- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 3,95 / 4,05 = 0,9 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

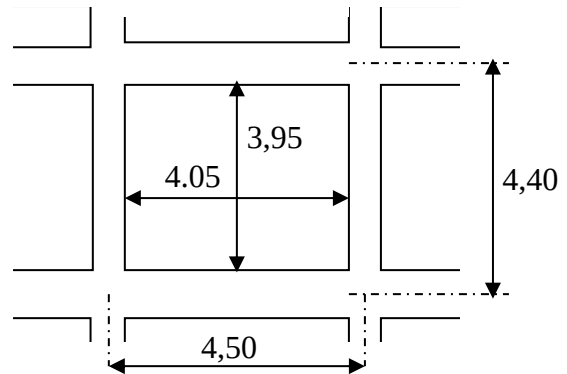
$$\Rightarrow \mu_x = 0,0376; \mu_y = 0,9771.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0376 \times 94,11 \times (4,50)^2 = 71,65 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,9771 \times 71,65 = 70 \text{ Kn.m}$$

**-En travée :****Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 71,65 = 60,90 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60,90 \cdot 10^3}{100(20)^2 \cdot 14,17} = 0,105 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,945$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60,90 \cdot 10^3}{0,945 \cdot 20 \cdot 348} = 9,12 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm²/ml**, **S_t = 17 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 70,01 = 59,508 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,104$$

$$\beta = 0,0459$$

$$A = 9,04 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm²/ml**, **S_t = 17 cm**

-En appuis : (rive)**Sens x :**

$$M_{ax} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \cdot 71,65 = 21,48 \text{ Kn . m}$$

$$A = 3,13 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T12 / ml** , **A = 4,52 cm²/ml** , **S_t = 25 cm**

Sens y : (intermédiaire)

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \cdot 70,01 = 35,005 \text{ Kn . m}$$

$$A = 5,2 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} \\ S_t \leq 33\text{cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4 Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25$ MPa .

Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} \rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{42,25; 81\} = 81 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$Lx/10 = 405/10 = 40,5 \text{ cm}$$

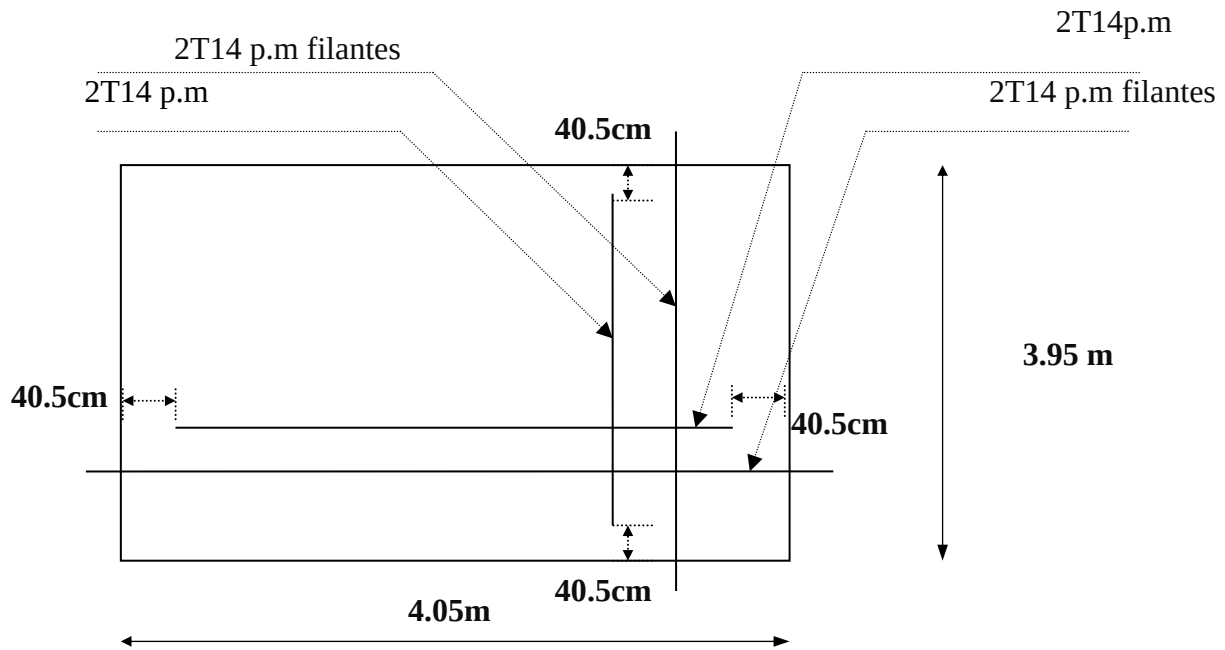


Figure VIII.1 : Armatures supérieures (en travée)

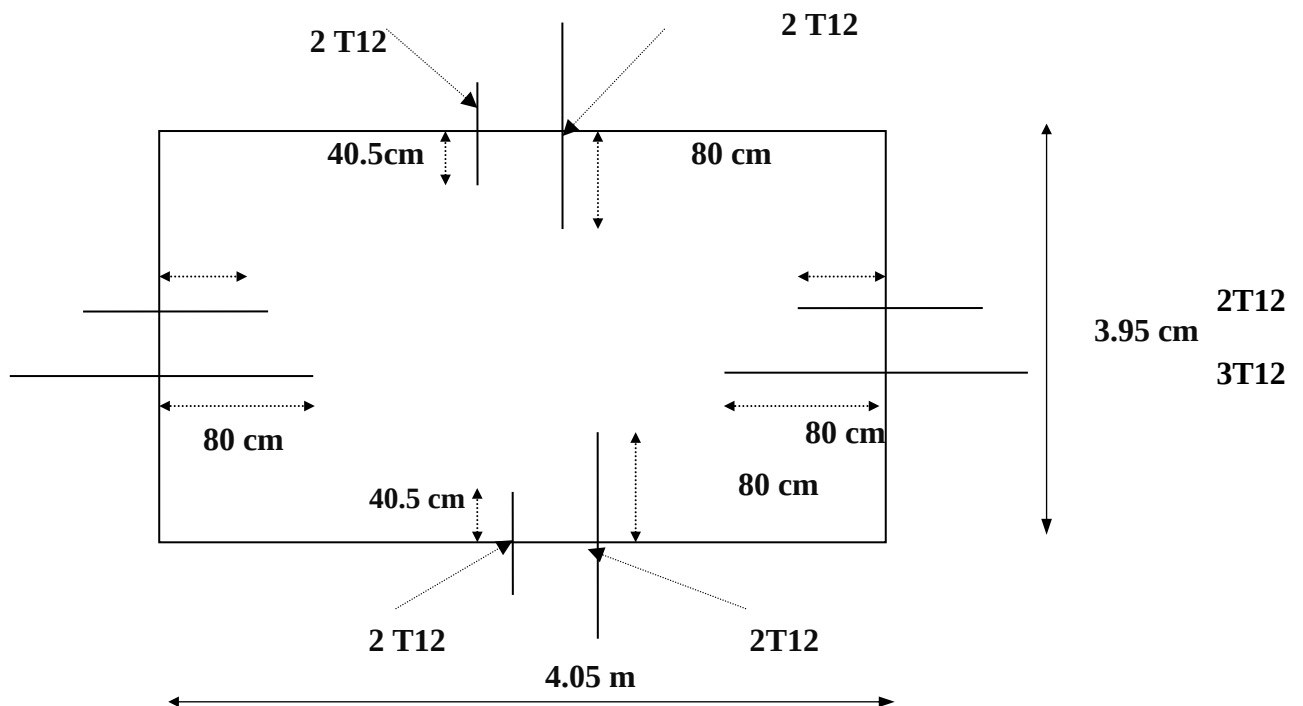


Figure VIII.2 : Armatures inférieures (sur appuis)

VIII.4.1. Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens longitudinal (y) :

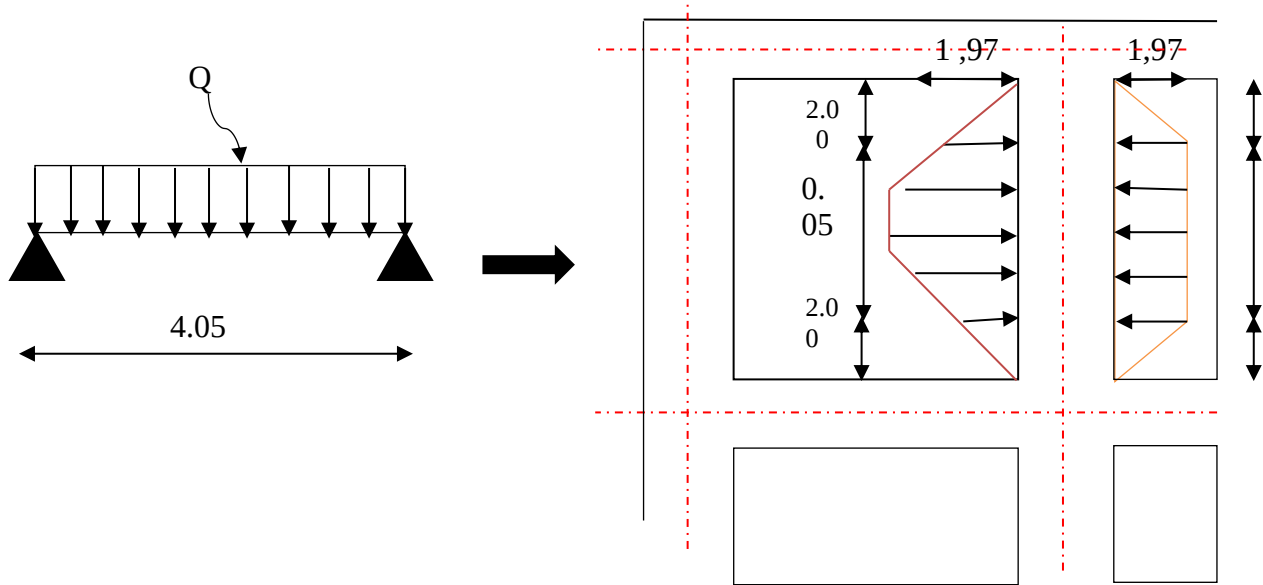


Figure VIII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 3.95 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4.05 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 3.95 \text{ m}$$

$$Q = 94.13 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } Q' = \frac{94.13}{2} \left[\left(1 - \frac{3.95^2}{3 \times 4.05^2} \right) \cdot 3.95 + \left(1 - \frac{3.95^2}{3 \times 4.05^2} \right) \cdot 3.95 \right] = 253.92 \text{ Kn/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{253.92 \times 4.05^2}{8} = 520.61 \text{ Kn.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 520.61 = 442.52 \text{ t.m, } b = 40 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm, } d = 0.9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{442.52 \cdot 10^3}{40 \cdot (63)^2 \cdot 14.17} = 0.196 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.890$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{442.52 \cdot 10^4}{0.890 \cdot 63 \cdot 348} = 22.65 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte : } A_s = 24.84 \text{ cm}^2 \text{ 3T16 + 3T20 + 3T20}$$

En appuis :

$$M_a = 0.4 M_0 = 208.24 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = 0.09 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0.952, A_s = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \text{ soit : 3T16 + 3T16}$$

b- Sens transversal(x) :

$$L_{\max} = 3.95 \text{ m.}$$

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x1}$$

$$\text{Tel que : } Q = 94.13 \text{ Kn/m}^2$$

$$L_{x1} = 3.95 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \cdot 94.13 \cdot 3.95 = 247.87 \text{ Kn/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{247.87 \cdot 3.95^2}{8} = 483.42 \text{ Kn.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :**En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.483,42 = 410.91 \text{ Kn.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{410.91.10^3}{40.(63)^2.14,2} = 0,18 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.899$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{410,91.10^3}{0,899 \cdot 63 \cdot 348} = 20,80 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } A_s = 21,42 \text{ cm}^2 \quad 3T20 + 3T16 + 3T16$$

En appuis :

$$M_a = 0,4.M_o = 193.36 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = 0,095 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 3T16 + 3T16$$

VIII.4.2. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 190,37 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{190,37}{0,4 \cdot 0,63 \cdot 1000} = 0.75 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales**Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_l; b/10) = \min(20; 14; 40) = 14 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) = \min(17,5; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

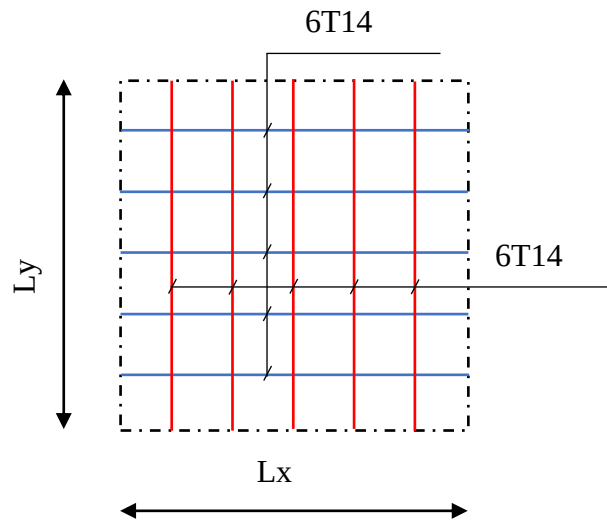
$$S_t \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$A_T \geq \frac{40(0.75 - 0,3 \times 2,1)40 \times 15}{0,8 \times 3,14} = 0,225 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures à haute adhérence (H.A), Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,375 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \times 15} = 2,09 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



Figures VIII.4 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

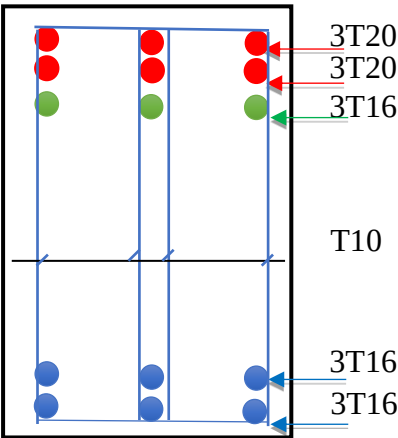


Figure VIII.5 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

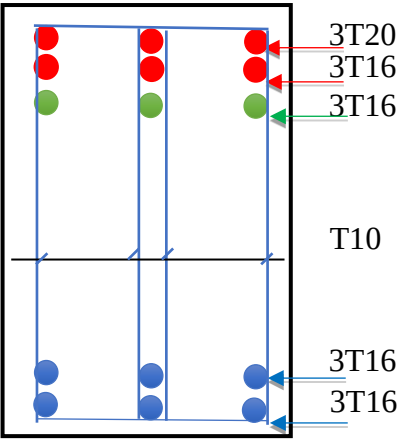


Figure VIII.6 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude menée sur un bâtiment en R+7 à usage multiple implanté à Chlef a permis de mettre en évidence l'importance capitale du contreventement par voiles dans la stabilité et la sécurité des structures en zone sismique. Grâce aux différentes configurations analysées, il a été démontré que l'implantation stratégique des voiles en béton armé influence directement le comportement global du bâtiment face aux sollicitations horizontales, notamment les séismes.

Les résultats ont montré que les voiles bien positionnés permettent une réduction significative des déplacements latéraux, une meilleure répartition des efforts internes, ainsi qu'une augmentation de la rigidité et de la résistance structurelle. Ces apports sont essentiels dans une région comme Chlef, connue pour son activité sismique, où la sécurité des constructions doit répondre à des normes rigoureuses.

Ainsi, le recours à des systèmes de contreventement efficaces, notamment par voiles, constitue une solution incontournable pour garantir la pérennité et la fiabilité des bâtiments de grande hauteur. Cette étude ouvre également la voie à d'autres recherches portant sur l'optimisation des formes, des matériaux et de la disposition des voiles, en intégrant à la fois les contraintes architecturales, économiques et réglementaires.

Références bibliographiques

REGLEMENT :

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- CBA 93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

LOGICIELS :

- (ETAPS 9.7.4).
- RDM6
- WORD 2013
- Excel 2013
- AUTO CAD 2007
- Power point