

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation

Réalisé par :

- BOULAHDOUR Ismahane

Soutenu devant le jury :

M^r. LECHEHEB Mostefa

M^r. BENZAID Mehdi

M^r. BRAHIM Abdelkader

Président (Examineur 1)

Examineur 2

Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

« La connaissance est la seule chose qui s'accroît lorsqu' on la partage »

*En premier lieu, Je tiens en premier à remercier « **ALLAH** » le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté, l'amour du savoir et surtout la patience je tiens à présente mes vifs remerciements et exprimer mon gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à sa réalisation.*

J'exprime mes vifs remerciements :

*A mon encadreur **Dr. Abdelkader BRAHIM** pour son soutien inconditionnel qui a permis la réalisation de ce travail dans les meilleures conditions.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Ainsi que tous nos professeurs qui nous ont enseigné durant nos études à la faculté des sciences et technologies à tous les membres de ma famille qui m'a soutenu tout au long de cette étude.

Et enfin je remercier les enseignants du département de génie civil et d'hydraulique

et mes collègues de promotion 2020/2021.

Et enfin à tous les membres de ma famille qui m'a soutenu tout au long de cette étude.

Dédicace

Avec l'aide de dieu, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie:

*A ma fleur de mes espérances, la source de la tendresse à la plus
personne, à ma mère, je te dis que tu resteras toujours la plus
adorable dans ma vie.*

*A la mémoire de mon très cher père dont je regrette son absence en
ce jour si important pour moi.*

*A mes chers frères Hicham, Hamza, Abdelmalek, Ayoub, Rida, Salah et leur
famille Firouze*

A ma belle soeur Warda Pour son soutien moral.

A mon fiancé et tous leur familles

A mes amies plus chères Naziha Lina Nouha Aicha Manal Nadjla et bouchera

*A toute personne ayant participé de près ou de loin à la
réalisation de ce projet.*



Ismahane

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j₀	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.

N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.

$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

SOMMAIRE

Introduction Général.....	01
ChapitreI: Présentation de projet et caractéristique des matériaux	
I.1 Introduction.....	04
I.2 Présentation de l’ouvrage.....	04
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	07
I.4 Caractéristiques géométriques du sol.....	07
I.5 Description de l’ossature.....	08
I.6 Règles et hypothèses de calcul.....	09
I .6.1 Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	09
I.6.2 Règlement (BAEL 91).....	09
I.6.3 Nature des actions.....	11
I .6.4 Combinaison d’action.....	12
I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	12
I .7.1 Béton.....	12
I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton Armé.....	13
I .7.1.2 Dosage du béton.....	14
I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)	14
I.7.2 Acier.....	17
I.7.2.1Caractères mécaniques	17
I.8 Conclusion.....	19
Chapitre II:Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges.	
II.1 Introduction	
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux.....	21
II.2.1 Planchers.....	21

II.2.1.1 Planchers à corps creux	21
II.2.1.2 Dalles pleine.....	24
II.2.2Évaluation des charges.....	24
II.3Prédimensionnement des éléments structuraux.....	29
II.3.1 Poutres.....	29
II.3.2 Poteaux	31
II.3.2 .1Descente de charges.....	32
II.3.3Voile.....	38
II.4 Conclusion	39
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires	
III.1Introduction.....	41
III.2Calcul de l'acrotère.....	41
III.2.1Sollicitations	42
III.2.2 Ferrailage.....	42
III.3 Calcul des balcons.....	45
III.3.1 Introduction.....	45
III.3.1 Sollicitations.....	46
III.4Calcul des escaliers.....	49
III.4.1 Définition.....	49
III.4.2Charges et surcharges	50
III.4.3Combinaisons des charges	50
III.4.4. Calcul de ferrailage	52
III.5 Etude de la poutre palière	58
III.5.1 Définition	58
III.5.2 Pré dimensionnement	58
III.5.3 Evaluation des charges.....	58

III.5.4. Calcule la section d'armature à la flexion simple	59
III.6 Calcul du plancher	66
III.6.1 Définition.....	66
III.6.2 Calcul des planchers(poutrelles).....	66
III.6.2.1Méthode forfaitaire.....	66
III.6.2.2Méthode Caquot.....	67
III.6.2.3Ferrailage	68
III.6.2.4Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	71
III.6.2.5 Evaluation des charges	73
III.6.2.6Combinaisons d'action.....	73
III.6.3Détermination des sollicitations des planchées.....	73
III.6.3.1 Plancher terrasse.....	73
III.6.4 Ferrailage des poutrelles.....	74
III.7-Etude de la table de compression.....	78
III.7 Conclusion	79
Chapitre IV: étude dynamique	
IV.1: Introduction.....	81
IV.2 But de l'analyse dynamique	81
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	81
IV.3.1 La méthode statique équivalente.....	81
IV.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale	82
IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	83
IV.4 Calcul les force sismique (avec la méthode statique équivalent)	83
IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients.....	84
IV.5 Modalisations et résultats.....	86
IV.5.1 Modalisation	86

IV.5.2 Analyse de la structure	87
IV.6 Calcule les actions sismiques	89
IV.6.1 La période empirique T	89
IV.6.2 Calcul facteur d'amplification	89
IV.6.3 Calcule La force sismique totale V	90
IV.7 Vérification nécessaires.....	90
IV.7 .1Vérification de masse participant.....	90
IV.7 .2Vérification des déplacements : (vérification de l'article 5.10 RPA2003).....	90
IV.7.3 Vérification de l'effet $P - \Delta$	91
IV.7.4 . Vérification de l'excentricité accidentelle.....	93
IV.7.5 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	86
IV.7.6Vérification de l'effort normal réduit.....	87
IV.8 Conclusion	87
Chapitre V: Calcul des éléments résistants	
V.1. Introduction.....	98
V.2Etude des poteaux.....	98
V.3 Vérification nécessaires.....	107
V.4 Ferrailage des poutres.....	109
V.4.1 Recommandations du RPA99/2003.....	110
V.4.2 Ferrailage Poutre principale	110
V.4.3 Ferrailage Poutre secondaires	117
V.5 Étude des voiles.....	121
V.5.1 Introduction.....	121
V.5.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	121
V.5.3 Rôle de contreventement.....	122

V.5.4 Les avantages des voiles.....	122
V.5.5 Les Combinaisons des actions.....	122
V.5.6 Les recommandations du RPA99	122
V.5.7 Règles communes.....	123
V.5.8 Ferrailage des voiles.....	123
V.6 Conclusion	128
Chapitre VI :Etude des Fondations.	
VI.1 Introduction	130
VI.2 Calcification des fondations	130
VI.3 Choix de type de fondation.....	130
VI.4 Caractéristique du sol	130
VI.5 Choix des fondations.....	130
VI.6 vérification de la Semelle isolée.....	131
VI.6.1 Dimensionnement de la semelle isolée ELS.....	131
VI.7 Semelles Filantes sous poteau	131
VI.7.1 calcul de ferrailage	133
VI.8 Semelle filant sous voile	134
VI.8.1 Dimensionnement de la semelle filant ELS.....	134
VI.8.2 Ferrailage de la semelle	134
VI.9 Longrine.....	135
VI.9.1 Dimensionnement de la longrine	135
VI.9.2 Calcul le ferrailage.....	136
VI.10. Le voile périphérique.....	137
VI.10.1. Pré-dimensionnement.....	137
VI.10.2 Evaluation des charges et surcharges.....	137
VI.10.3.Calcul du ferrailage.....	138

VI.11 Conclusion	143
Conclusion Générale.....	144
Référence.....	145
Annexes.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	17
Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	25
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible).....	25
Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	25
Tableau II.5: Evaluation des charges du palier.....	28
Tableau II.6 : Evaluation des charges de la volée (la paillasse).....	28
Tableau II.7: Evaluation des charges du balcon.	28
Tableau II.8: Évaluation des poids propres des poteaux.....	33
Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation.....	34
Tableau II.10: Descente de charge du poteau.....	34
Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.....	51
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	51
Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.....	54
Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.	84
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R.....	84
Tableau IV.3 : Valeur de facteur de qualité.....	85
Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	85
Tableau IV.5 : Période et taux de participation.....	87
Tableau IV.6: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	90
Tableau IV.7: Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens..	91
Tableau IV.8 : La valeur d'effort tranchant d'étage au niveau k x-x.....	91
Tableau IV.9: La valeur effort tranchant d'étage au niveau k y-y.....	92
Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P- Δ selon x-x.....	92
Tableau IV.11: Vérification à L'effet P - Δ selon y-y.....	93
Tableau IV-12 : centre de masse et centre de torsion.....	94
Tableau IV.13 : Vérification de l'excentricité accidentelle.....	94
Tableau IV.14 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens X-X.....	95
Tableau IV.15 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens Y-Y.....	96

Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit.....	96
Tableau V.1: Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales..	101
Tableau V.2: sollicitations dans les poteaux.....	101
Tableau V.3: ferrailage du poteau.....	106
Tableau V.4 : Sollicitations de la poutre principale.....	111
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres principales.....	112
Tableau V.6 : Vérification a l'ELS de la poutre principale.....	116
Tableau V.7: Ferrailage des poutres secondaires.....	117
Tableau V.8 : Vérification a l'ELS de la poutre secondaire	120
Tableau V.9 : Vérification de la compression du béton.....	121
Tableau V.10: Sollicitations et ferrailage du voile (L = 4.55m).....	125
Tableau V.11: Sollicitations et ferrailage du voile (L = 4.55 m).....	126
Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.....	132
Tableaux VI.2 : Valeur de coefficients μ_x , μ_y etv.....	138
Tableau VI.3: Ferrailage de voile périphérique.....	140
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes au niveau d'acier.....	143

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.....	5
Figure I.2 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.....	6
Figure I.3 : Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.....	7
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	10
Figure I.5: Module de déformation instantané et différée.....	15
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	16
Figure I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	17
Figure I.8: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	18
Figure II.1: Plancher à corps creux.....	22
Figure II.2: Poutrelle.....	22
Figure II.3: schéma statique de l'acrotère.....	26
Figure II.4: schéma de L'escalier.....	27
Figure II.5: Surface afférente du poteau.....	32
Figure II.6: Schéma statique de la descente de charge.....	34
Figure II.7: Coupe de voile en élévation.....	38
Figure III.1: Type d'acrotère	41
Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère	42
Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	45
Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	46
Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.....	49
Figure III.6: Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU....	51
Figure III.7: Moments et efforts tranchants á E.L.U.....	52
Figure III.8 : Moments et efforts tranchants á E.L.S.....	52
Figure III.9: Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière.....	59
Figure III.10: schéma de ferrailage d'escalier.....	66
Figure III.11: Evaluation des moments fléchissant.....	71
Figure III.12: Evaluation des efforts tranchants.....	72
Figure III.13: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).	74
Figure III.14: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	74
Figure III.15: ferrailage de poutrelle.....	78

Figure III.16 : Schéma de ferrailage.....	79
Figure IV.1 Vue en plan pour la structure en 3D.....	86
Figure IV.2 : Vue en plan pour la disposition des voiles selon le plan initial.....	87
Figure IV.3: 1 ^{er} Mode translation selon x-x.....	88
Figure IV.4: 2 ^{eme} translation selon y-y.....	88
Figure IV.5: 3 ^{eme} Mode est Mode torsion selon z-z.....	88
Figure V.1: Représentation schématique Poteau (60×60).....	101
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux 60×60.....	108
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux 55×55.....	109
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux 45×45.....	109
Figure V.5: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.....	109
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	116
Figure V.7: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	121
Figure V.8: Schéma de ferrailage des voiles.....	127
Figure VI.1: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau... ..	134
Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous viol	135
Figure VI.3: Schéma de ferrailage de longrine 60×60.....	137
Figure VI.4 : Schéma statique d'un voile périphérique.....	137
Figure VI.5: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	143

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de **MILA**. Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le **RPA99 version 2003**. Une structure poteaux-poutres associés à des voiles porteurs a été retenue. Ces derniers assurent le contreventement de l'ouvrage. Cette étude permettra de mettre en avant l'effet du séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction. Les descentes de charge et le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires ont été calculés manuellement conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version 2003.....etc.)

Les calculs de ferrailages des éléments structuraux ont été faits après une étude sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique à l'aide du logiciel structural analysis Robot 2014.

Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assise ($\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars), nous avons opté pour la solution fondations superficielles, des semelles isolées et filante.

Mots clés: Bâtiment, Béton armé, Robot structural analysis 2014, RPA99 version 2003, BAEL91.

Abstract

As part of the completion project, we presented a detailed study of a reinforced concrete building for residential use, consisting of a ground floor plus (08) floors, located in the wilaya of **MILA**. This region is classified as a seismic zone **IIa** according to the **RPA99/2003**. A column-beam structure associated with load-bearing sails was retained; these ensure the bracing of the structure. This study will highlight the effect of the earthquake on the architectural design to be adopted as well as on the characteristics of the building materials. The load descents and the pre-dimensioning of the structural and secondary elements were calculated manually in accordance with the Algerian regulations in force BAEL91, CBA.93 and RPA99/2003.....etc.). The structural element reinforcement calculations were made after a study under the influence of static and dynamic stresses using structural analysis ROBOT 2014.

With regard to the mechanical characteristics of the floor ($\sigma_{\text{sol}} = 2$ bar), we opted for the solution superficial foundations, insulated and stringy soles

Key words: Building, Reinforced Concrete, RPA99 V2003, Robot d'analyse structural 2014, BAEL91.

ملخص

كجزء من مشروع الإنجاز، قدمنا بدراسة تفصيلية لمبنى خرساني معد للاستخدام السكني، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى (08) طوابق، يقع في ولاية ميله، وقد تم تصنيفه كمنطقة زلزالية صنف (2 أ) وفق تنظيم الزلازل الجزائري.

لتوفير دعامة جيدة للهيكل، الممثل في العارضة و العمود تم إضافة الجدران الحاملة. تسلط هذه الدراسة الضوء على أثر الزلزال على التصميم المعماري الذي سيتم اعتماده وكذلك على خصائص مواد البناء. تم حساب هبوط الحمل والأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية والثانوية يدويا وفقا للوائح الجزائرية المعمول بها (BAEL91, CBA.93, RPA99/2003)

وقد أجريت حسابات التسليح للعناصر البنيوية بعد دراسة أجريت تحت تأثير الضغوط الساكنة والديناميكية باستخدام برنامج التحليل الإنشائي ROBOT 2014 وعلى أساس الخصائص الميكانيكية للتربة (إجهاد التربة يساوي 2 بار) اخترنا الأساسات السطحية منها: الأساسات المعزولة والمستمرة.

الكلمات المفتاحية

البناء ، الخرسانة المسلحة، تنظيم الزلازل الجزائري 2003 ، روبوت للتحليل الهيكلي 2014.

Introduction générale

Introduction générale

L'étude structurel est une étape très importante et un passage obligatoire dans la connaissance de construction. Cette étude se fait pour le but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Dans notre projet de fin de cycle nous avons fait une étude de bâtiment dont la construction est en béton armée, afin de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures

Les bâtiments et d'autre constructions sont menacer par des risques naturels comme le séisme et le vent, pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques pour sauvegarde le maximum des vies humaines.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Le travail est présenté en six chapitres :

- Le premier chapitre comporte la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux.
- Le deuxième chapitre présent une estimation préliminaire des dimensions des éléments de la structure sous l'effet des charges supportées.
- Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires (escaliers, balcon, et dalle pleine ..).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations comme le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014** dans notre cas, qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse, la détermination des différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le cinquième chapitre.
- L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par les sous dimensionnement des fondations, ce qui nécessite une étude de l'infrastructure dans le chapitre six.

Chapitre I :
Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente, en bois ou charpente métallique.

Le but de l'ingénieur civil est de concevoir et dimensionner les différents ouvrages de constructions, qui peuvent être soit en béton armé ou en charpente métallique. Le dimensionnement doit prendre en compte le critère de sécurité, la durabilité de l'ouvrage et l'économie en se basant sur les normes et recommandations qui rigidifient convenablement la structure telle que (BAEL91, RPA99modifié en2003, ...).

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire une étude sur un bâtiment R+8 en béton armé ; composé d'un Rez de chaussé et huit étage d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de MILA classée comme une zone de moyenne sismicité (*zone IIa*) d'après RPA 99/2003 et le site est considéré comme meuble (*S3*) ainsi que l'ouvrage appartient au groupe *d'usage* 2, selon les critères de classification des groupes d'usage *RPA* (Ouvrage courants ou d'importance moyenne : bâtiment d'habitation collective à usage du bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Le contreventement sera assuré par une structure mixte on béton armé portique et voile, Les vus en plan et les coupes des étages sont représenté sur les figures suivant :

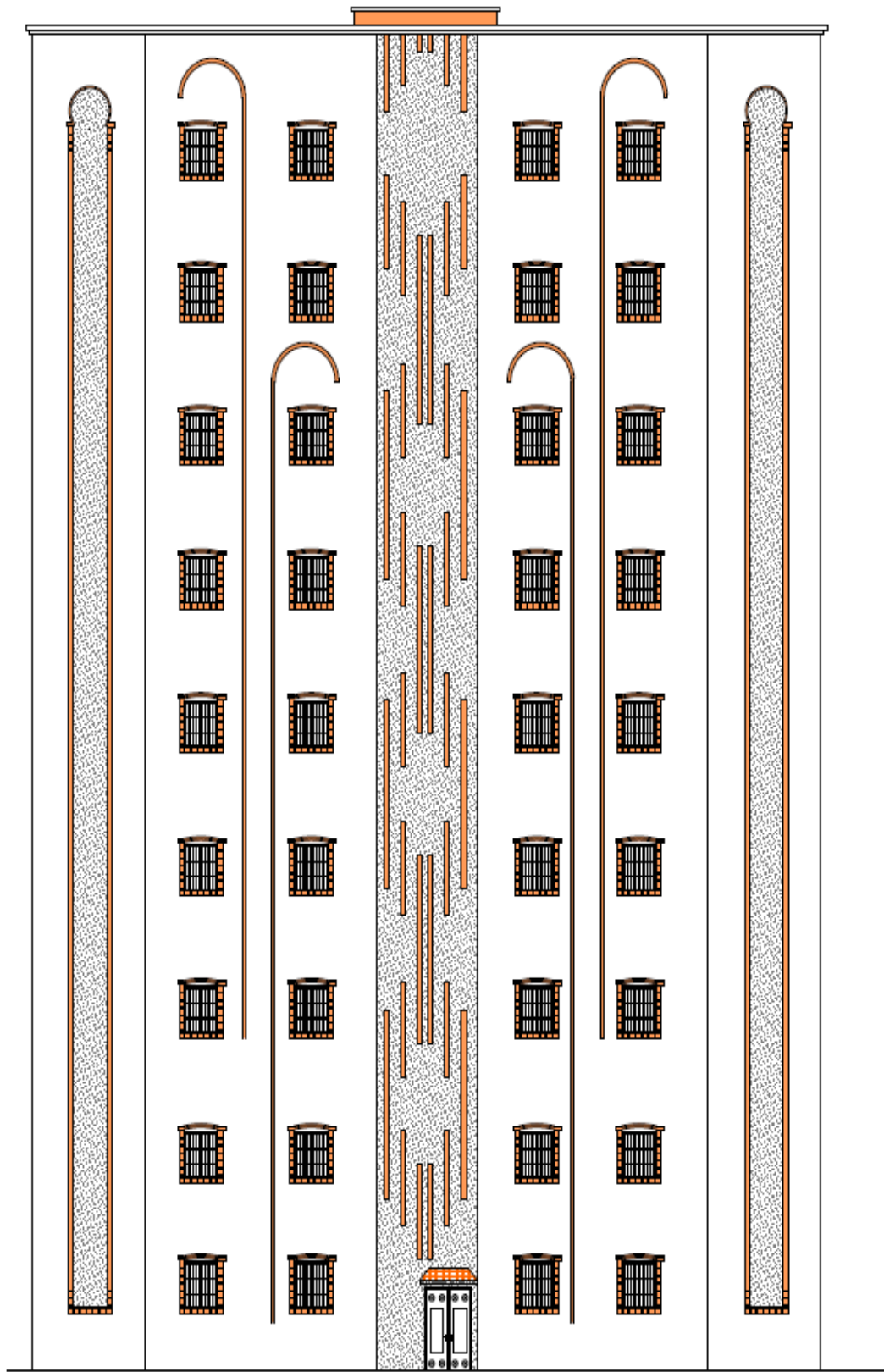


Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.



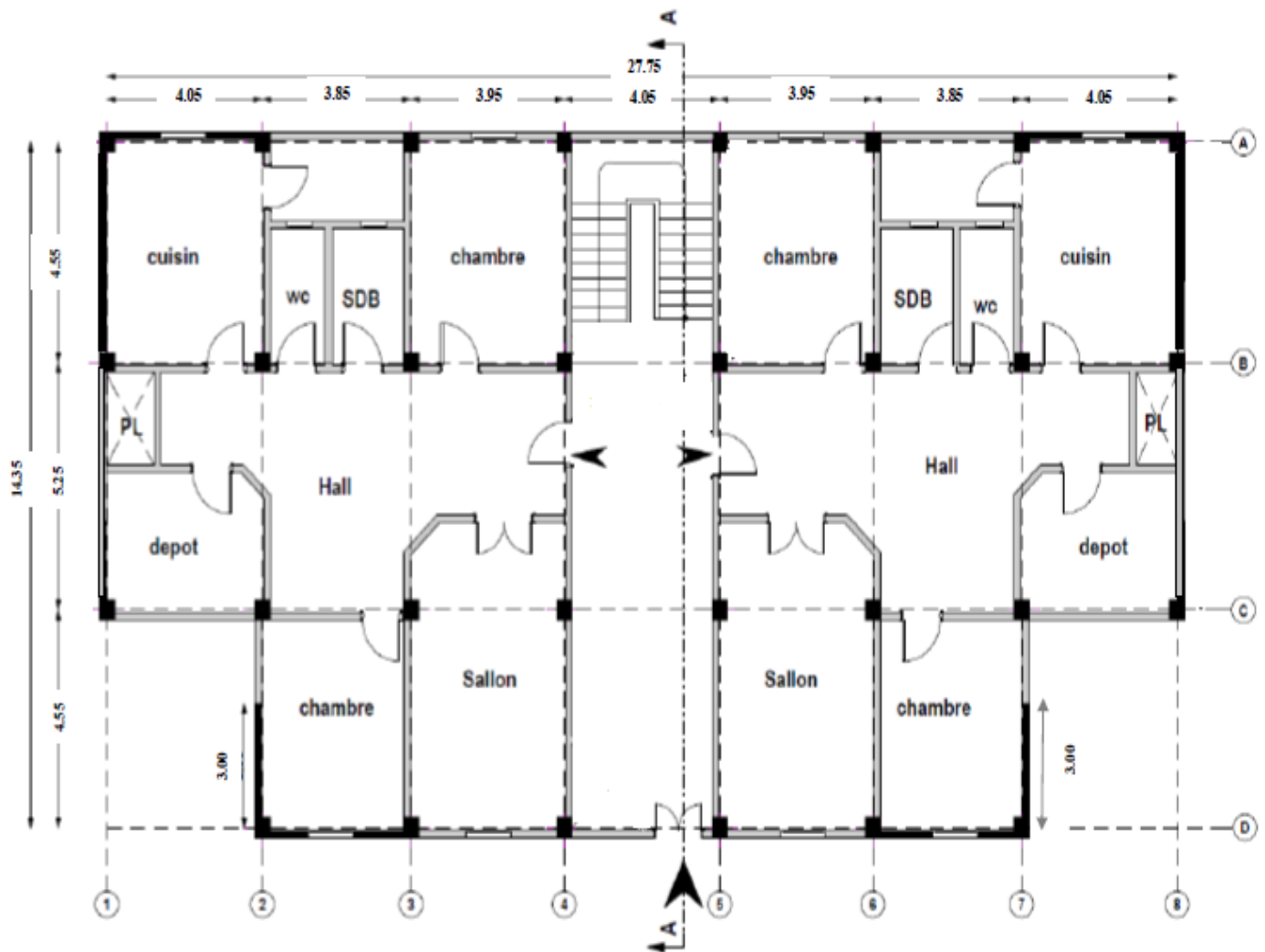


Figure I.3 :Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment..... $B = 14.35$ m,
- Longueur totale de bâtiment $L = 27.75$ m,
- Hauteur totale du bâtiment..... $H = 28.14$ m,
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC} = 3.06$ m,
- Hauteur d'étage courant..... $h_e = 3.06$ m,
- Hauteur de l'acrotère $h_{ACR} = 0.60$ m

I.4 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de MILA daté en mars 2014 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$ pour un encrage de 2.5m,
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8 \text{ t / m}^3$,
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$,
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Description de l'ossature

• Conception structurales

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003), vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

• Planchers

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

• Escaliers

Ce bâtiment présent un escalier à deux volées et un palier intermédiaire pour toute la structure, réaliser en béton armé coulé sur place.

• Maçonnerie

Sont réalisées en brique classé on deux types :

Les murs extérieurs : sont réalisés en brique à double paroi (la paroi extérieure en brique de 15 cm, une paroi intérieure de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.)

Les murs intérieurs : sont simple cloison réalisés en briques de 10 cm d'épaisseur ;

• Revêtement

Le revêtement de bâtiment est :

- Enduit en ciment et en plâtre : utilisé pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage : utilisé pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche : utilisé pour les planchers terrasses.

• Acrotère

La terrasse étant inaccessible dans cette structure, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

- **Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments pourtours verticaux jouée un rôle de répondre les efforts du aux charges et transmettre ces charges à la fondation.

- **Les poutres**

Il y a deux types des poutres :

- Poutre principale.
- Poutre secondaire.

I.6 Règles et hypothèses de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

I.6.1 Régles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques, et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux .

I.6.2. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation des unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

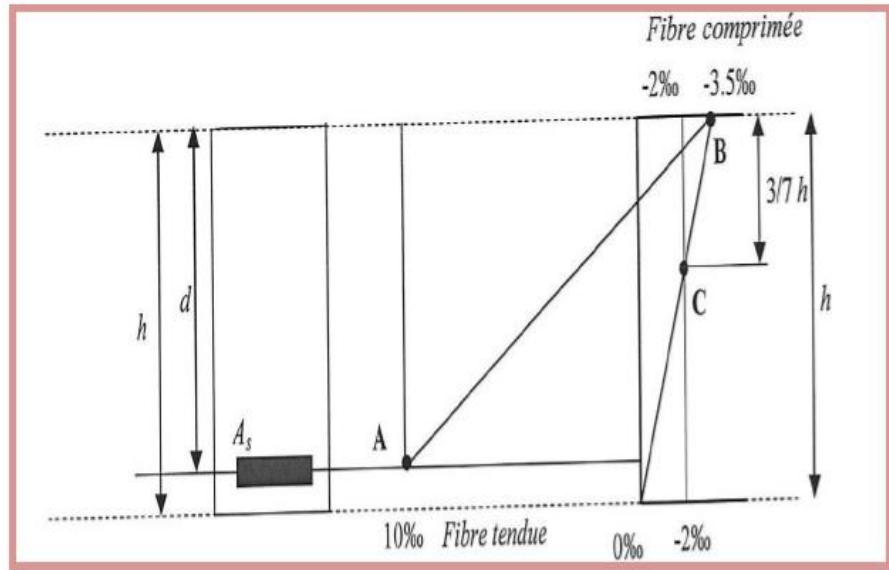


Figure. I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q.$$

b.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$).

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

a) Action permanente : (DTR ; R.N.V 99) Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à $2.5t/m^3$.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) Action variable

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

- Le séisme « E ».

I.6.4. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$: Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I .7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière a équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.

- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I .7.1.2 Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par 1m³. Ce dosage est

destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325)dosé à 350 kg /m³
- Sable grossier.....0 < Dg < 5mm → 400 L
- Gravier.....15 < Dg < 25mm→800L
- Eau de gâchage.....175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj})

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge $j < 28$ jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1.1f_{c28}$.

La résistance caractéristique alla compression f_{c28} est prise égale à **25MPa**.

b) Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par:

$$f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas $f_{tj} = 2.1$ (MPa).

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

c.2) Module de déformation longitudinale différé

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

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

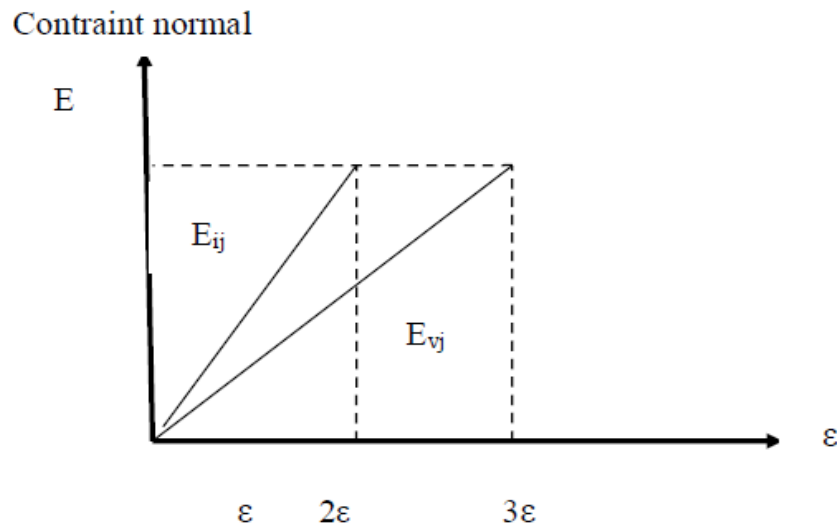


Figure I.5: Module de déformation instantané et différée.

c.3) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- V : coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

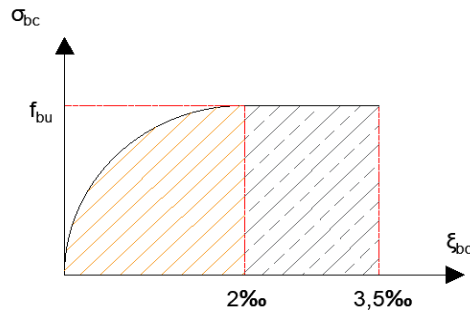


Figure 6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec:

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

Le coefficient γ_b :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

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

- $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47\text{MPa}$ en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}.$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{MPa} .$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.27 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 4.5 \text{MPa}$$

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS :

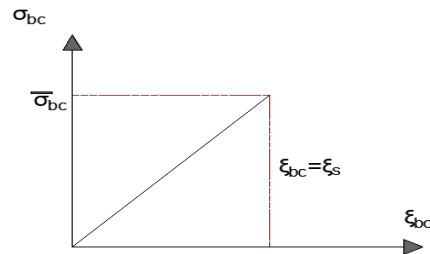


Figure I.7: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

D'où : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$

I.7.2 Acier

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

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

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

a) Contraint limite de l'acier**a.1) Contrainte à ELU**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

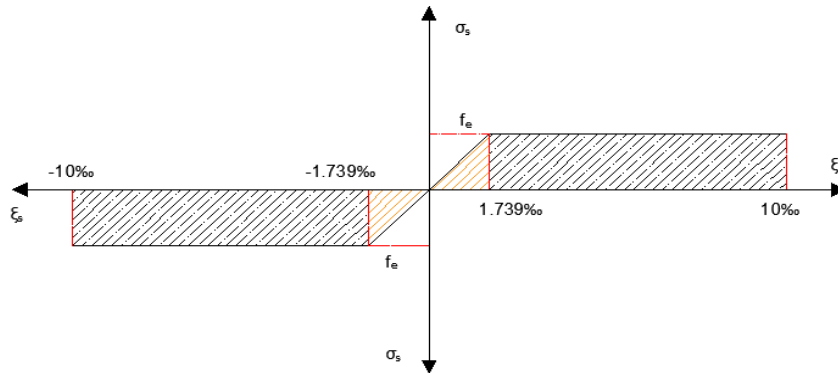


Figure I.8: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit on remplaçant f_e par f_e/γ_s , et on conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que $E_s = 200000 \text{ MPa}$

$$\text{Si } \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

Contraintes de traction

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ donc : } \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$:

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

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

η : Coefficient de fissuration (**η** =1 pour les RL, **η** =1.6 pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83\text{MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79\text{MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74\text{MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.8 Conclusion

Ce chapitre à concerne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser, ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges.

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93 (Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93). Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux

II.2.1 Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux « entrevous » qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{\max} = 3.7 \text{ m.}$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5}$$

$$h_t \geq 16.44 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **$h_t = 20 \text{ cm}$** .

Dalle de compression = **4 cm**.

Corps creux = **16 cm**.

b. Résistance au feu :

D'après le BEAL 91:

- **$e = 7 \text{ cm}$** , pour une heure de coupe-feu.
- **$e = 11 \text{ cm}$** , pour deux heures de coupe-feu.
- **$e = 17.5 \text{ cm}$** , pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : **$e = 16 \text{ cm}$** .

c. Isolation phonique :

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

On admet que : **$e = 14 \text{ cm}$** .

Donc on adoptera une épaisseur **$h_t = 20 \text{ cm}$** , dalle en corps-creux (**$h_c = 16$; $h_0 = 4$**) **cm**.

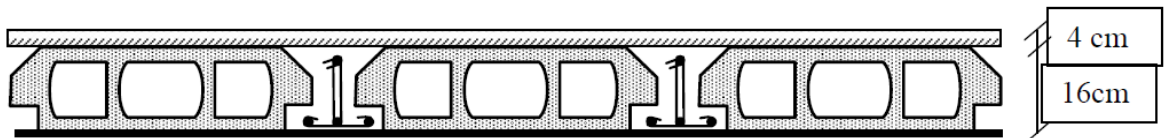


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{max}}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 370 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{370}{10} \right) = \min (27.5 ; 37) \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification :

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

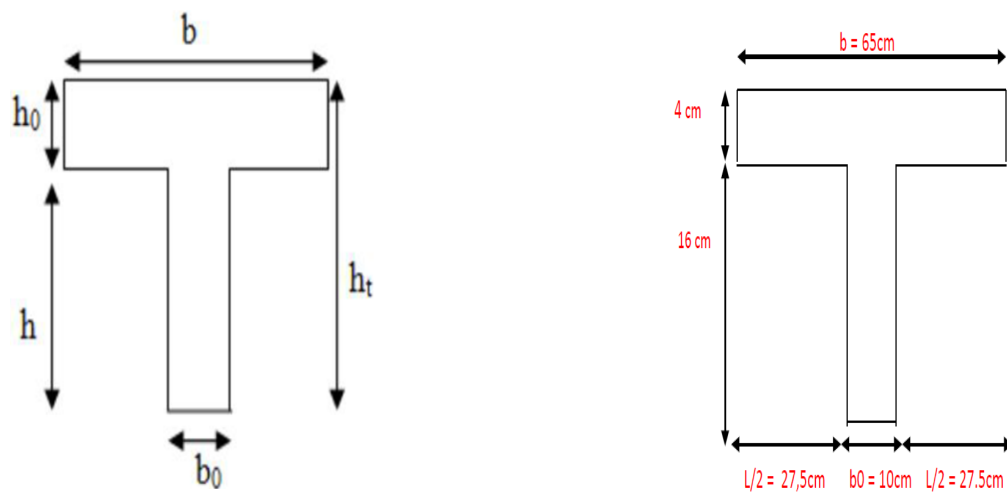
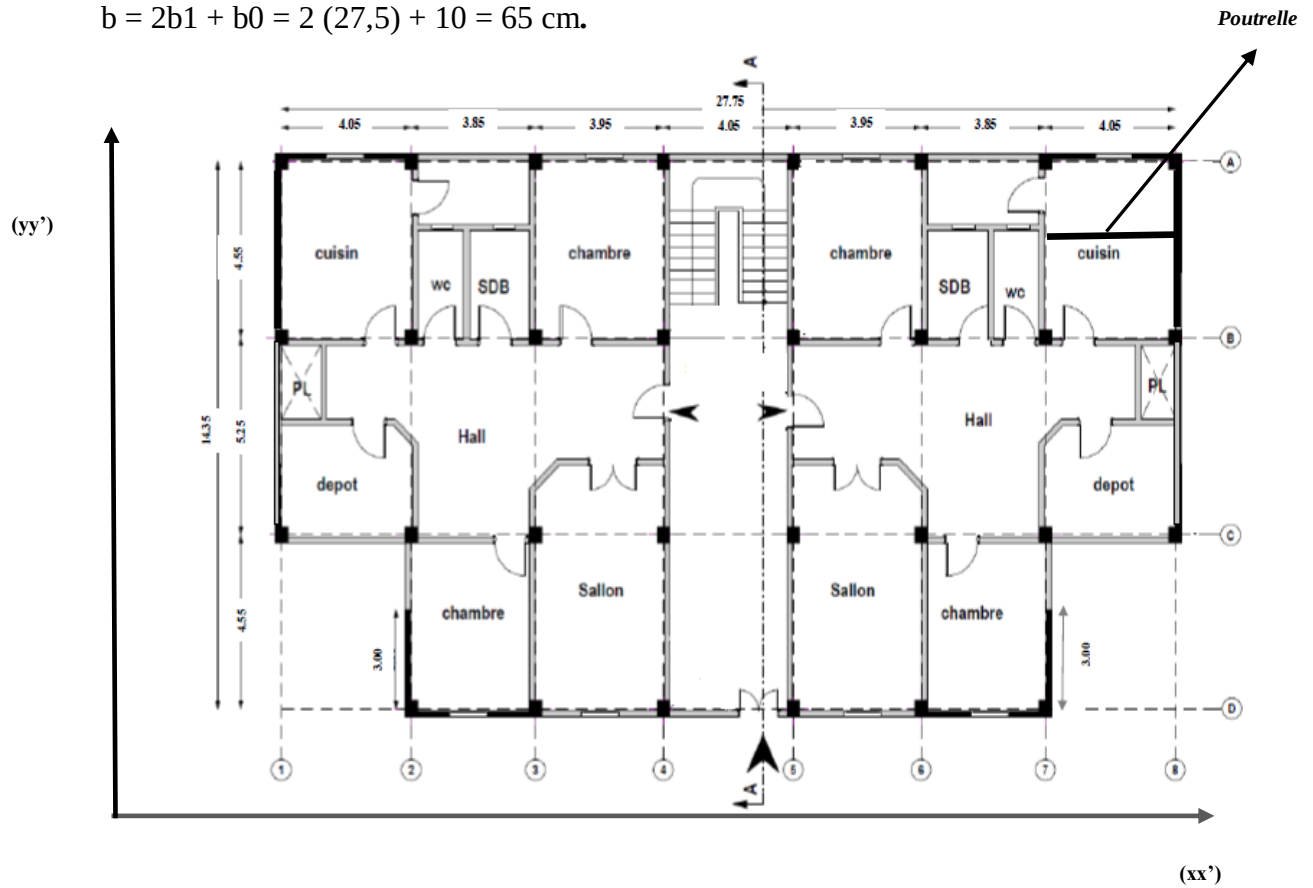


Figure II.2: Poutrelle

II.2.1.2 Dalles pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

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

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

- l_x : Est la petite portée $l_x < l_y$ du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,2m$$

$$L_y = 3,85$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{385} = 0,311$$

$\rho = 0,311 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42 \leq e \leq 4 \quad e = 15$$

c. Résistance à la flexion

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

- Plancher terrasse (16+4).

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

Désignation	épaisseur	Densité (KN/m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection gravillon	4	20	0.80	
Etanchéité multicouche	2	6	0.12	
Forme de pente	10	26.4	2.64	
Isolation thermique en liège	4	4	0.16	
Plancher corps creux	20	14	2.80	
Enduit en plâtre sous plafond	2	10	0.20	
TOTAL			6.72	1.00

- Plancher courant (16+4)

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)

Désignation	épaisseur	Densité (KN/m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44	
Mortier de ciment	2	20	0.40	
Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35	
corps creux	20	14.25	2.85	
Enduit en plâtre	2	10	0.20	
Cloisons	10	9	0.90	
TOTAL			5.14	1.50

- Murs extérieurs :

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation	Epaisseur	Densité (KN/m)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	2	18	0.36
Brique creuse	15	9	1.35
Brique creuse	10	9	0.90
Enduit extérieur en ciment	2	10	0.20
TOTAL			2.81

- Murs intérieurs :

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	épaisseur	Densité (KN/m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
Brique creuse	10	9	0.90
Enduit intérieur en ciment	2	18	0.36
TOTAL			1.62

- **Acrotère:**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1)/2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 25) = 1.72 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.72 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}$$

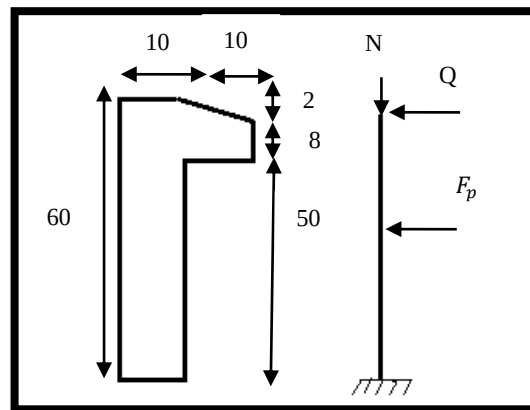


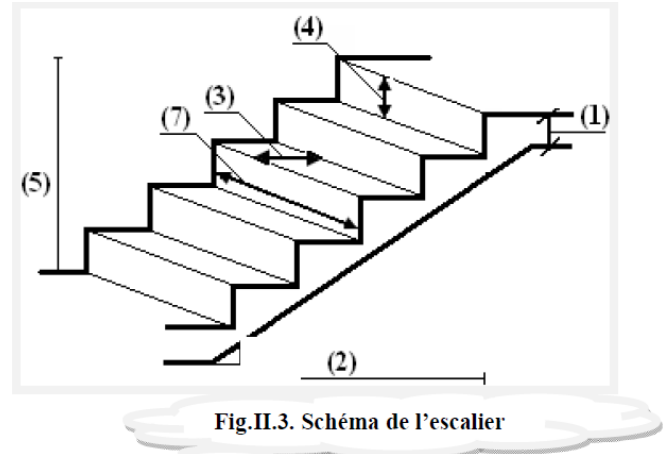
Figure II.3: schéma statique de l'acrotère.

- **Escalier :**

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
 (3) : g (Giron)
 (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
 (7) : (Emmarchement)
 H : Hauteur d'étage



Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < 2h+g < 66$.

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

Soit : H = 1,53 m. L = 2.4 m.

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$3.40 (n - 1) + 2.4n = 0.64 n (n - 1)$$

Après la résolution, on trouve: n = 9 contres marches.

Donc:

On adopte:

h = 17 cm = 0.17 m

g = 30 cm = 0.30 m

n = H/h = 1.53/ 0,17= **9** contre marches, donc on aura : **8 marches**

Note:

Les longueurs des deux paliers : **1.3 m ; 0.85 m**

- **Epaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse)**

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L_p = 2.84 + 1.3 + 0.85 = 4.99 \text{ m}$$

$$16.63 \text{ cm} < e < 24.95 \text{ cm}$$

On prend : **e = 18 cm.**

- **Palier :**

Tableau II.5: Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	18	25	4.5
Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 6.02
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **La volée:**

Tableau II.6 : Evaluation des charges de la volée (la paillasse)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage verticale	2	20	0.40
Carrelage horizontale	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	18/ (cosα)	25	5.33
Gardes corps	//	//	1.0
Marches	17*(1/2)	22	1,87
Enduit ciment	2/(cosα)	18	0,426
Charge permanente totale			G = 10.186
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

- **Balcon :**

Tableau II.7: Evaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,40
Enduit en ciment	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3.75
Cloison de séparation	//	//	0,6
Charge permanente totale			G = 5.91
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- **Murs extérieurs:** 2.81KN/m²
- **Murs intérieurs:**1.62KN/m²
- **Acrotère:** 1.7125 KN/ml
- **Escalier :** G = 6.02 KN/m² (surcharge permanente pour palier de repos)
 G = 10.186 KN/m²(surcharge permanente pour paillasse)
 Q = 2.50KN/m²
- **Balcon :** G = 5.91KN/m²
 Q = 3.50 KN/m²

II.3Prédimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L = L_{max} = 4.65m)

D'où:

$$\frac{465}{15} \leq h_t \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \leq h_t \leq 46.5 \quad \text{Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version2003) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section (35*40)cm².

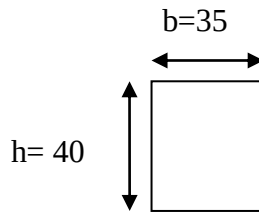
Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \quad b=35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h=40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{40}{35} = 1.14 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une sectio de (35*40) cm².



b. Poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 3.45$ m)

D'où:

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \leq h_t \leq 34.5 \quad \text{Donc : soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (35*40)cm².

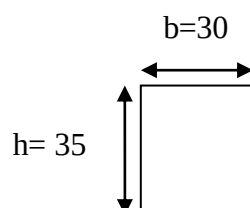
Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une sectio de (30*35) cm².



II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:

Selon BAEL 91.

$$b \geq \frac{l_f}{14.4}$$

L_f : longueur de flambement est $(0,7L_0)$.

L_0 : hauteur de RDC et l'étage = 306 cm.

$$L_f = 306 \times 0,7 = 214.2 \text{ cm.}$$

Donc :

$$b \geq \frac{214.2}{14.4}$$

$$b \geq 14.85$$

On adopte: $b=60\text{cm}$.

Vérification selon RPA:

On a: $b=60\text{cm}$ et $h=60\text{ cm}$.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \longleftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} \leq 4 \longleftrightarrow h = 60\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \longleftrightarrow \text{Min}(60, 60)\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le poteau à une section de $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ pour RDC $(55 \times 55) \text{ cm}^2$ pour 1^{ère} et 2^{ème} étage, et $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour les autres étages de la structure.

II.3.2 Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression:**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- **Poteau le plus sollicitée:**

La surface afférente:

$$S = [(1.85+1.75) \times (2.475+2.125)] - [12 \times (0.15 \times 0.125)] = 16.33 \text{ cm}^2.$$

Les charges et surcharges:

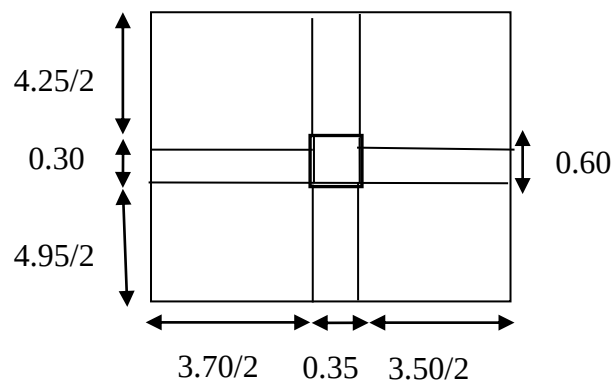


Figure II.5: Surface afférente du poteau.

Plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 16.33 * 6.72 = 109.73KN \\ Q = 16.33 * 1 = 16.33KN \end{cases}$$

Plancher étages:

$$\begin{cases} G = 16.33 * 5.14 = 83.936KN \\ Q = 16.33 * 1.5 = 24.495KN \end{cases}$$

Les poutres:

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.3 * 0.35 * 0.40 * 25 = 15.05KN \\ G_{ps} = 3.35 * 0.30 * 0.35 * 25 = 8.79KN \end{cases}$$

a)Poteaux :

$$G_{pot} = S. 25. he$$

Tableau II.8:Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC + 8 étages
S (m ²)	0.36
Gp	27.54

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation:
- Plancher RDC Q=1.5 KN/m².
- Plancher 1^{er} au 8^{ème} (habitations) Q=1,5 KN/m².
- Plancher terrasse (non accessible) Q=1 KN/m².

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
8	$Nq_0=1,00$	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	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
3	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
2	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
1	$Nq_7=q_0+0,714(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7)$	8.497
RDC	$Nq_8=q_0+0,687(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7+ q_8)$	9.244

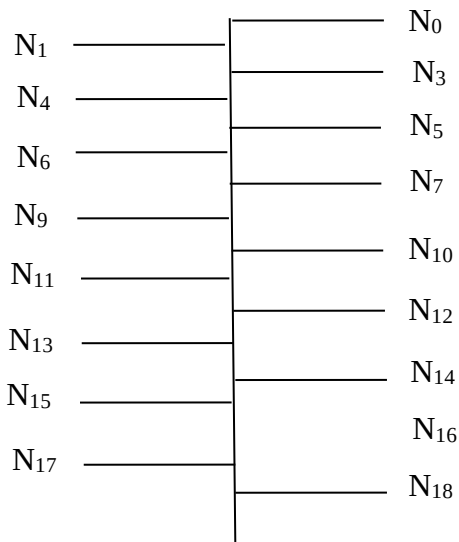


Figure II.6: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges

Tableau II.10 : Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
--------	----------	-------	-------

N₁	Plancher terrasse	110.27	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	135.02	16.51
N₂	Venant N ₁	135.02	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	150.51	
N₃	Venant N ₂	150.51	
	Plancher étage	84.86	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	260.12	41.275
N₄	Venant N ₃	260.12	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	275.61	
N₅	Venant N ₄	275.61	
	Plancher étage	84.86	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	385.22	63.56
N₆	Venant N ₅	385.22	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	400.71	
N₇	Venant N ₆	400.71	
	Plancher étage	84.86	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	510.32	83.37
N₈	Venant de N ₇	510.32	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	525.81	
N₉	Venant de N ₈	525.81	
	Plancher étage	84.86	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	635.42	100.71
N₁₀	Venant de N ₉	635.42	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	
	Total	650.91	
N₁₁	Venant de N ₁₀	650.91	
	Plancher étage	84.86	
	G _{pp} (35 x 40) cm ²	15.57	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.18	
	Total	760.52	115.57
	Venant de N ₁₁	760.52	
	Poteau (45 x 45) cm ²	15.49	

N₁₂	Total	776.01	
N₁₃	Venant de N ₁₂	776.01	
	Plancher étage	84.86	
	Gpp (35 x 40) cm ²	15.22	
	Gps (30 x 35) cm ²	8.92	
	Total	885.01	127.17
N₁₄	Venant de N ₁₃	885.01	
	Poteau (55 x 55) cm ²	23.14	
	Total	908.15	
N₁₅	Venant de N ₁₄	908.15	
	Plancher étage	84.86	
	Gpp (35 x 40) cm ²	15.22	
	Gps (30 x 35) cm ²	8.92	
	Total	1017.15	139.43
N₁₆	Venant de N ₁₅	1017.15	
	Poteau (55 x 55) cm ²	23.14	
	Total	1040.29	
N₁₇	Venant de N ₁₆	1040.29	
	Plancher étage	83.936	
	Gpp (35 x 40) cm ²	15.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	8.79	
	Total	1148.066	150.95
N₁₈	Venant de N ₁₅	1148.066	
	Poteau (60 x 60) cm ²	27.54	
	Total	1175.606	
	Total	G= 1175.606	Q=150.95

❖ Les vérifications nécessaires

a) Poteau RDC:

• L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1175.606 + 1.5 * 150.95 = 1813.49 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 1813.49 = \mathbf{2085.51 \text{ KN}}$.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2085.51 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.139 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.36 \text{ m}^2$

$B = 0.36 \text{ m}^2 > 0.139 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante:

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.1296}{12} = 0.0108 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0108}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.173} = 12.38 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{12.38}{35}\right)^2} = 0.829$$

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

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{2085.51 * 10^{-3}}{0.829 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.117 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.7\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone I} \\
 A_s &= 0.8\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa} \\
 A_s &= 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIb} \\
 A_s &= 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone III}
 \end{aligned}$$

Nous avons:

$$B_r = (60-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

$0.3364 \text{ m}^2 > 0.117 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.3.3 Voile :

a. Définition et Prédimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003).

D'où leur l'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.

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 à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$\begin{aligned}
 e &\geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \\
 e &\geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{22}\right) \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).
 \end{aligned}$$

Avec

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

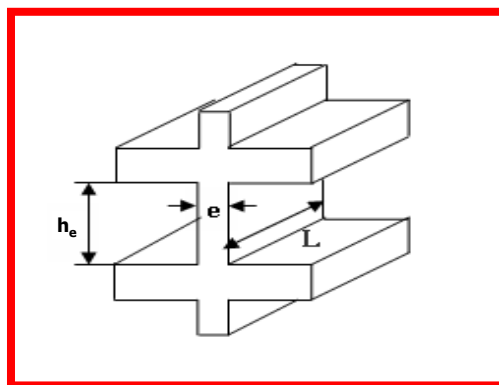


Figure II.7: Coupe de voile en élévation

Exemple:

On a:

$h_e = 3.06 \text{ m} \dots\dots\dots$ pour R.D.C et étage courant.

$$\text{On a; } e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

On adopte:

$e = 15 \text{ cm}$pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$L_{\min} \geq 4e$ donc on adopte: $L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$.

On a: $L_{\min} = 120 \text{ cm}$C'est vérifier.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère

a) Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration de eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. 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, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à

l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

b) Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

c) Forces horizontales F_p sont calculée par la formule suivante :

$F_p = 4A \times C_p \times W_p \dots\dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)}$

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa),

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (*tableau 6.1, RPA99/V2003*).

$W_p = G_{ac} = 1.72 \text{ KN/ml}$ (Poids propre de l'acrotère).

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.72 = 0.82 \text{ KN/ml}$

$F_p \leq 1,5Q$; $0.82 \leq 1,5$ (condition vérifiée)

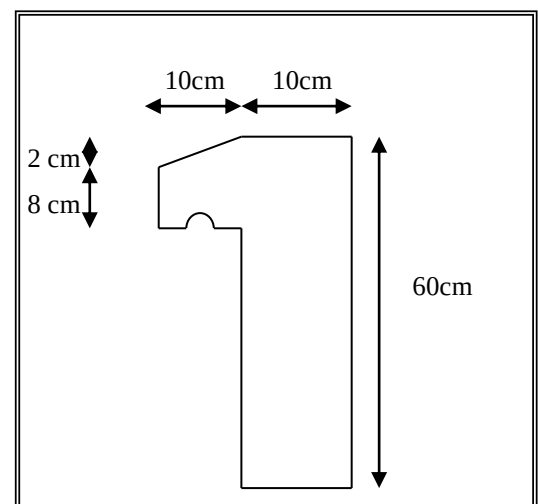


Figure III.1: Type d'acrotère

Donc on fait le calcul avec Q .

III.2.1. Sollicitations :

a) Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 0.172 = 2.322 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 N_Q \cdot h = 1.5 \times 0.100 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

b) Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 0.172 = 1.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q = 0.100 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.2 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

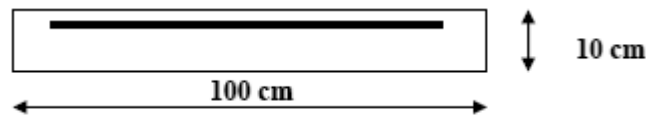


Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

• Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{2.322} = 0.039 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

Calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h \quad ; i = 0.029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.029} = 41.38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - M_u/1,5.M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max (2\text{cm}, l/250) = \max (2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'_u = 2.322 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ua} = 0,97 + 2,322 \times (0,09 - \frac{0,1}{2})$$

$$M_{ua} = 1,06 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 \Rightarrow \mu = 0,0109 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé (SSAC)}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,013$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,106}{0,089 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

b/ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1.72 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 1.72 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max(A_s; A_{ser}; A_{min})$

Qui nous donne **4HA8 = 2,01 cm²/ml** espacée de 25 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6 avec un espacement de 15 cm**

- **Vérification au cisaillement:**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 0,017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

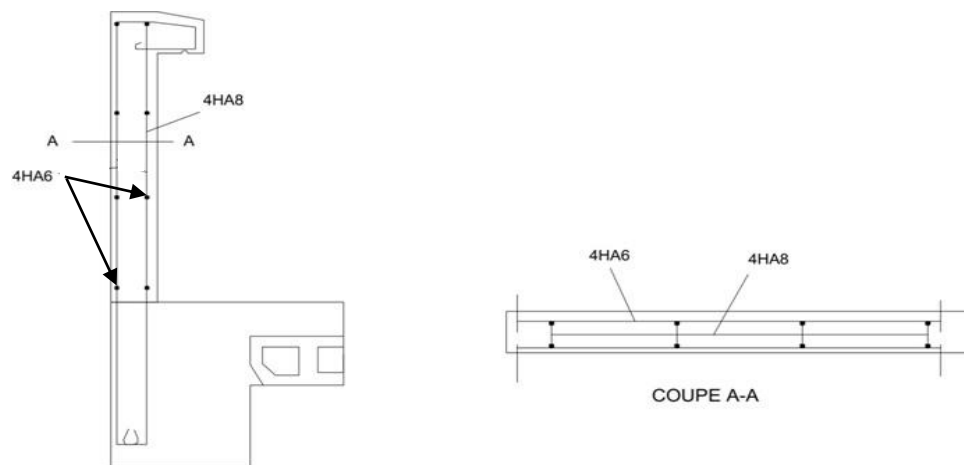


Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons

III.3.1 Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/35 < e < L/30 \Rightarrow$ avec $L = 1,20 \text{ m}$

$3,42 \leq e \leq 4$ on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

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

Les balcons sont des éléments de décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$L_x = 1,2 \text{ m}$$

$$L_y = 3,85$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{385} = 0,311$$

$\rho = 0,311 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

168.75

- **Evaluation des charges**

$$G = 5.91 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.91 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m.

III.3.1 Sollicitations

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

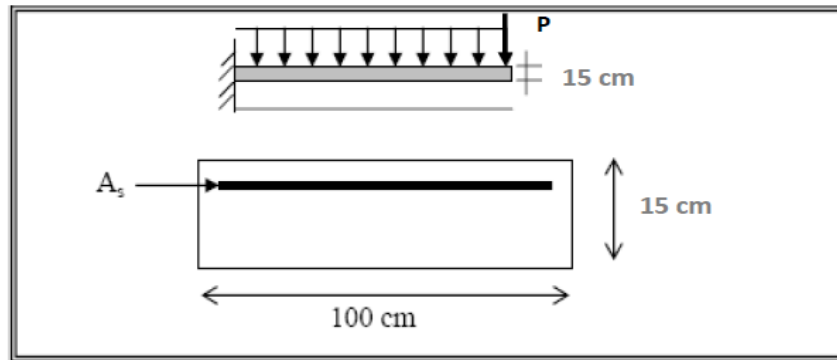


Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

- **Combinaisons**

a/ E.L.U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1$$

$$q_u = (1,35 \times 5.91 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 13.23 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P$$

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

b/ E.L.S

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.91 + 3,5) \times 1 = 9.41 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

a/ E.L.U

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{13.23 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 11.146 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 13.23 \times 1.2 + 1.35 = 17.226 \text{ KN}$$

b/ ELS

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{9.41 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.2 = 7.98 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times L + P_s$$

$$V_s = 9.41 \times 1.2 + 1 = 12.29 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 10.988 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{11.146 \times 10^6}{14.17 \times 135^2 \times 1000} = 0.043 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.055$$

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

$$Z = 0.132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{11.146 \times 10^6}{348 \times 132} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.630 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 ($A_u = 3.39 \text{ cm}^2$)**

c/ Espacement :

$$\delta_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

d/ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,39}{4} = 0,848 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 ($A_s = 1.50 \text{ cm}^2$)**

e/ Espacement :

$$\delta_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 33 \text{ cm}$$

- **Vérification à L'ELU :**
- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{17.226 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,127 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

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

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

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y) A_s = 0$$

$$50 \times y^2 + 15(13,5 - y) \times 0 + 15(13,5 - y) \times 3,39 = 0$$

$$y = 3,23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \times b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y) A_s = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3,23^3 + 15(13,5 - y) 3,39 = 0$$

$$I = 6486,57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{7.98 \times 10^6 \times 32.3}{6486,57 \times 10^4} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 7,98 \times 10^6 \times (135 - 32,5)}{6486,57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 186,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{11,146}{10 \times 11,146} = 0,1 \quad \text{CV} \\ \frac{3,39}{100 \times 13,5} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{400} = 0,015 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

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

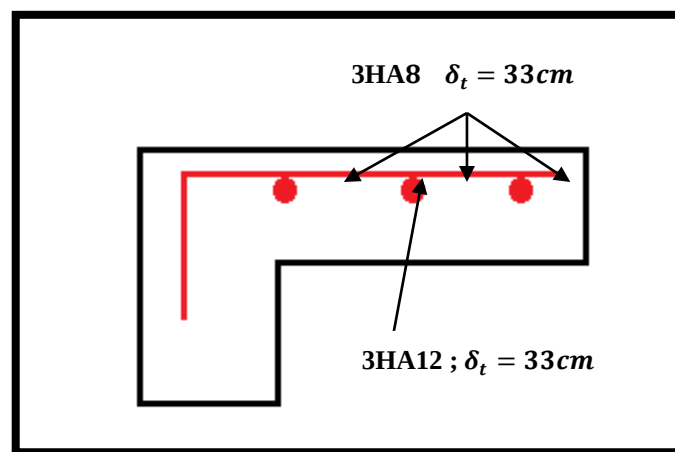


Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Calcul des escaliers

III.4.1 Définition

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation

principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

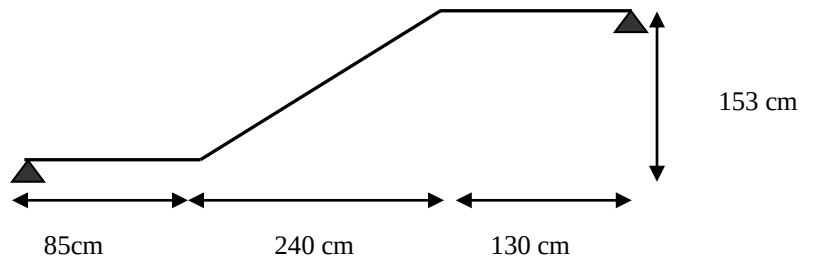
➤ Schéma statique

Palliasse : $G_1 = 10.186 \text{ KN/ml}$

$Q_1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_2 = 6.02 \text{ KN/ml}$

$Q_2 = 2.5 \text{ KN/ml}$



III.4.2 Charges et surcharges

Palliasse : $G_1 = 10.186 \text{ KN/m}^2$

$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G_2 = 6.02 \text{ KN/m}^2$

$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.4.3 Combinaisons des charges

a) Calcul des charges à l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$$qu_1 = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \Rightarrow qu_1 = 1.35 \cdot 10.186 + 1.5 \cdot 2.5$$

$$qu_1 = 17.50 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow q_{ser1} = 10.186 + 2.5$$

$$q_{ser1} = 12.686 \text{ KN/ml}$$

b) Palier

L'ELU

$$qu_2 = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 \Rightarrow qu_2 = 1.35 \cdot 6.02 + 1.5 \cdot 2.5$$

$$qu_2 = 11.877 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow q_{ser1} = 6.02 + 2.5$$

$$q_{ser2} = 8.52 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	17.50	11.877
ELS	12.686	8.52

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

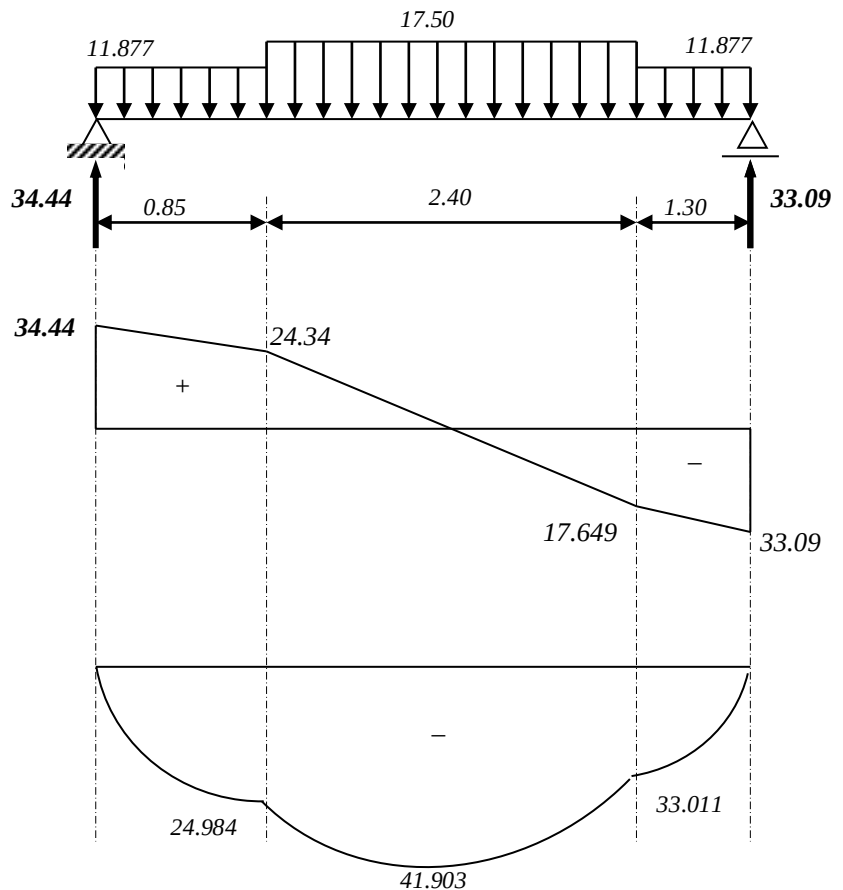
- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

b) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Type N°1 :

ELU :

Figure III.6: Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

**Tableau III.2:** Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
E.L.U	41.903	12.570	35.617	34.44
E.L.S	26.945	8.083	22.903	24.87

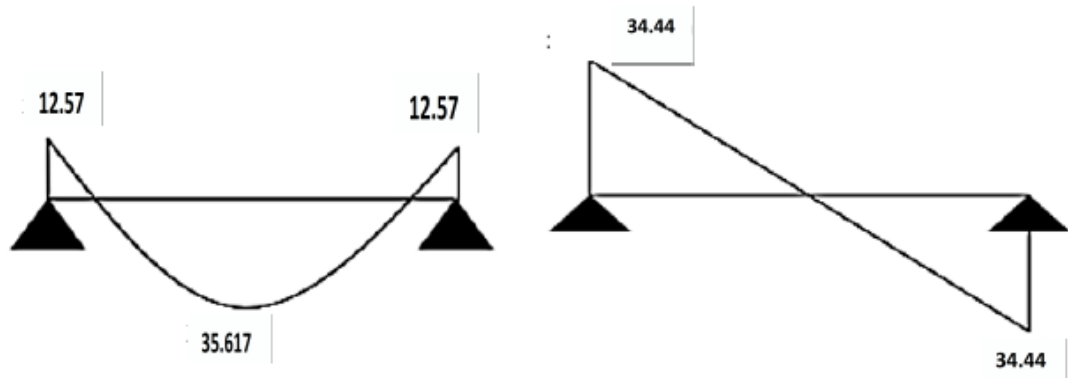


Figure III.7 : Moments et efforts tranchants á E.L.U.

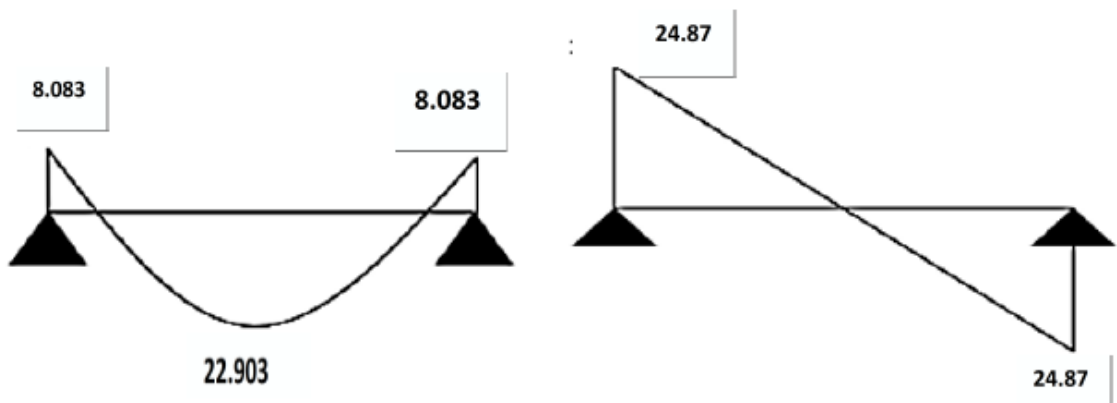


Figure III.8 : Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.

III.4.4. Calcul de ferrailage

Type N°1 :

❖ Armatures longitudinales

❖ Travée

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{35.617 \times 10^3}{14.2 \times (16.2^2 \times 100)} = 0.095 < 0.392$$

$$A'_s = 0 \quad \text{Section simplement armé.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.617 \times 10^3}{348 \times 0.95 \times 16.2} = 6.65 \text{ cm}^2$$

❖ **Conditions non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 18}{1000}, 0.23 \times 100 \times 162 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.8, 1.95\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 < 6.65 \text{ cm}^2$$

On pond **5HA14 ; 7.69 cm²**

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{3ep, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{ cm}^2$$

On pond **4HA8 ; 2.00 cm²**

❖ **Espacement entre les armatures**

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = \min \{72, 45\}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

❖ **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 12.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{12.57 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 16.2^2} = 0.033 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.041$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_u = \frac{12.57 \times 10^3}{0.98 \times 384 \times 16.2} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{1.8; 1.95\}$$

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 < 2.27 \text{ cm}^2$$

On prend: **4HA10 S=3.15 cm²**

Espacement

$$S_t \leq \min \{3ep, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

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

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.15}{4} = 0.80 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA8 S=1.51 cm²**

Vérification à E.L.S

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 7.69 (16.2 - y) = 0$$

$$50y^2 + 115.35y - 1868.67 = 0$$

$$y^2 + 2.307y - 37.37 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 154.80$$

$$y = \frac{-2.772 + 13.6861}{2} = 5.06$$

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

$$I = \frac{100 \times 5.06^3}{3} + 15 \times 7.69 \times (16.2 - 5.06)^2 = 18633.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{22.903 \times 10^5 \times 5.06}{18633.35 \times 10^2} = 6.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}(KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_b ≤ σ_b
Travée	22.903	7.69	5.06	18633.35	6.21	CV
Appuis	8.083	3.15	3.47	9049.72	8.78	

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 34.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.44 \times 10^3}{162 \times 1000} = 0.212 \text{ MPa}$$

❖ **La fissuration est considérée comme peu préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.212 < 3.33 \rightarrow CV$$

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{455} = 0.039 \leq 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.039 > \frac{35.617}{10 \times 41.903} \Leftrightarrow 0.039 > 0.084 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 16.2} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

❖ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

- Les flèches f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

Position de l'axe neutre :

$$b \times y_1^2 - 30(A + A')y_1 - 30(d \times A - d' \times A') = 0 \longrightarrow y_1 = 5.06 \text{ cm} > 0 \dots CV$$

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

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2]$$

$$I = 18633.35 \text{ cm}^4; d = 16.2 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}; A_s = 7.69 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

❖ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d \right]}{bd + 15A_s}$$

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16.2 \right]}{100 \times 16.2 + 15 \times 7.69}$$

$$V = 10.41 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16.2^3}{12} + 100 \times 18 \left[\frac{18}{2} - 10.41 \right]^2 + 15 \times 7.69 (16.2 - 10.41)^2$$

$$I_0 = 42874.98 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{7.69}{100 \times 16.2} = 0,0047$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3)0,0047} = 4.468$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.787$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721,4 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul les moments fléchissant à ELS :**

Calcul (f_{gi} ; f_{gv}) :

$$q \text{ de palier} = 6.02 \text{ KN/m}$$

$$\text{Paillasse : } 10.186 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq} = 8.217 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 0.85 * M_0$$

$$M_0 = (q * l^2) / 8 = 21.264 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 18.074 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 18.074 * (16.2 - 5.06)}{18633.35}$$

$$\sigma_s = 16.20$$

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

$$\mu = 0.296$$

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

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 * 42874.98}{1 + (0.296 * 4.468)}$$

$$I_{f_{gi}} = 20311.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 * 42874.98}{1 + (0.296 * 1.787)}$$

$$I_{f_{gv}} = 30865.49 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}} = \frac{18.074 * 10^6 * (4.55 * 10^3)^2}{10 * 32164.2 * 20311.14 * 10^4}$$

$$f_{gi} = 5.72$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_v * I_{fv}} = \frac{18.074 * 10^6 * (4.55 * 10^3)^2}{10 * 10721.4 * 30865.49}$$

$$f_{gv} = 11.30$$

❖ **Calcul flèche instantanée (f_{ji}) :**

Palier : $q = 4.5$

Paillasse: $q = 7.19$

$$q_{eq} = \frac{4.5 * (0.85 + 1.3) + (5.33) * 2.4}{4.55} = 4.93 \text{ KN / m}$$

$$M_s = 0.85 * M_0$$

$$M_0 = (q * l^2) / 8$$

$$M_s = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 10.84 * (16.2 - 5.06)}{18633.35}$$

$$\sigma_s = 97.21 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = 0.26$$

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

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 * 42874.98}{1 + (0.26 * 4.468)}$$

$$I_{fji} = 21817.51 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}} = \frac{10.84 * 10^6 * (4.55 * 10^3)^2}{10 * 32164.2 * 21817.51}$$

$$f_{ji} = 3.19$$

❖ **La flèche due la combinaison de :**

$$Q + G = f_{pi}$$

$$\text{Palier : } q_p = 6.02 + 2.5 = 8.52$$

$$\text{Paillasse : } q_p = 10.186 + 2.5 = 12.686$$

$$q_{eq} = \frac{2.15 * (8.52) + (12.686) * 2.4}{4.55} = 10.717 \text{ KN / m}$$

$$M_s = 23.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 182.429 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.42$$

$$f_{pi} = 6.164$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 11.30 - 3.19 + 6.164 - 5.72$$

$$\Delta f = 8.55$$

D'après BAEL 91 Article (B.6.5.3) :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$8.55 \leq 9.1 \dots \dots \dots CV$$

III.5 Etude de la poutre palière

III.5.1 Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

III.5.2 Pré dimensionnement

- D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$$

$$23 \leq h \leq 34.5 \Rightarrow h = 40cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 40cm$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

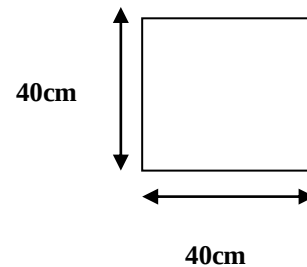
- D'après le RPA

$$b \geq 20cm \Rightarrow b = 40cm \Rightarrow cv$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm \Rightarrow cv$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \Rightarrow cv$$

On adopte une section de (30*30) cm²

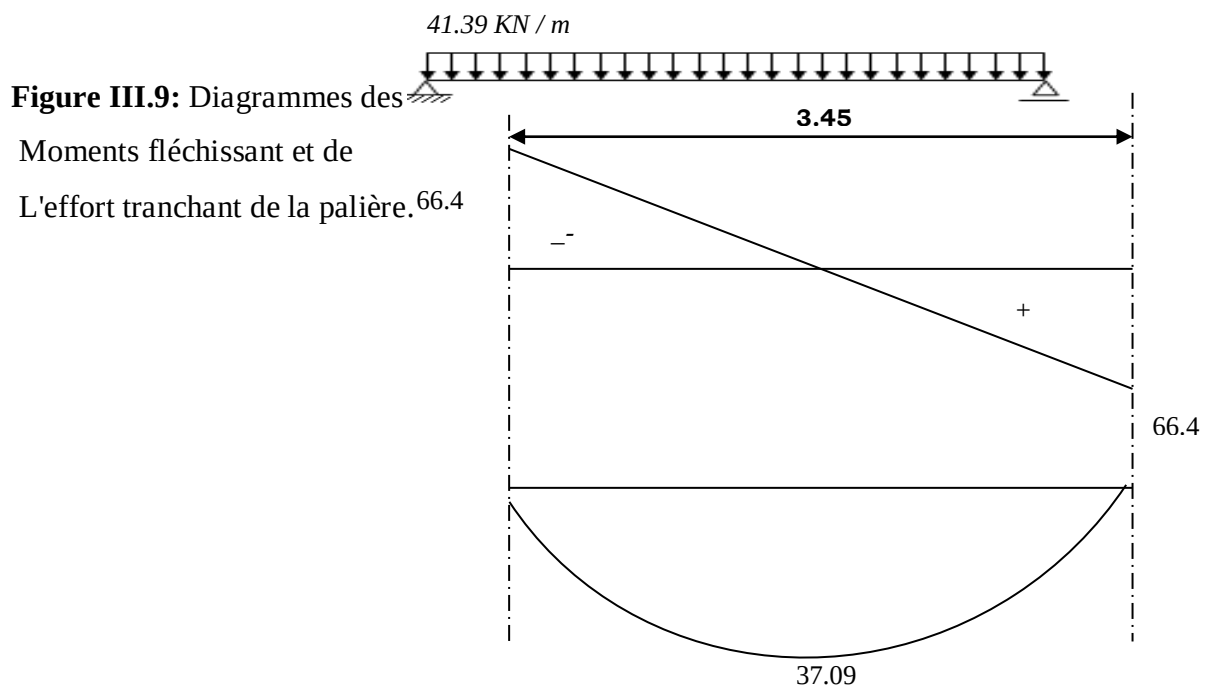


III.5.3 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :

$$G_{poutre} = (0.40) \times 0.40 \times 25 = 4 \text{ kN/m}$$

$$G_{MUR} \times H_{mur} = 1.53 \times 2.81 = 4.3kN/m$$



- Réaction d'escalier ou niveau du palier*E.L.U :*

$$R_A = 33.09 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$R_A = 23.884 \text{ KN}$$

- ELU

$$q_u = 1.35 G_{poutre} + R_A = 1.35 \times 4 + 33.09 = 38.49 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = 66.4 \text{ K N}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 19.09 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times L^2}{12} = 38.17 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$q_s = G_{poutre} + R_A = 4 + 33.09 = 37.09 \text{ KN/m}$$

$$T_s = \frac{q_u \times L}{2} = 63.98 \text{ K N}$$

$$M_s^t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 18.39 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = \frac{q_u \times L^2}{12} = 36.79 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Calcule la section d'armature à la flexion simple :

Donnée :

$$H=40\text{cm}, b=40\text{cm} ; d=36\text{cm}$$

- ELU

a) En travée :**Moment ultime réduite :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{19.09 \times 10^6}{14.17 \times 360^2 \times 400} = 0.026 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.033$$

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

$$Z = 35.53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{19.09 \times 10^6}{348 \times 355.3} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

D'après le BAEL91 :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 2T12 $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

a) En appuis :

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{38,17 \times 10^6}{14,17 \times 360^2 \times 400} = 0,052 < \mu_l = 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,067$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{38,17 \times 10^6}{348 \times 350,4} = 3,13 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

D'après le BAEL91 :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 3,13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3T12 $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

L'espacement S_t : [BAEL91] :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \leq \min(32,4 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

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

Armature transversal:

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 40 \times 15}{400}$$

$$A_t \geq 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{400 \times 150 \times 1.15 \times (0.46 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.8; 0.26) = 0.8 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

a) En travée :

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bs} = \frac{M_s^t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{18.39 \times 10^6}{14.17 \times 360^2 \times 400} = 0.025 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bs} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.032$$

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

$$Z = 35.54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} = \frac{18.39 \times 10^6}{348 \times 355.4} = 1.49 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

D'après le BAEL91 :

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

$$A_{min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte } 2T12 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

a) En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bs} = \frac{M_s^a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{36.79 \times 10^6}{14.17 \times 360^2 \times 400} = 0.05 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bs} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.064$$

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

$$Z = 35.08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{36.79 \times 10^6}{348 \times 350.8} = 3.01 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

D'après le BAEL91 :

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

$$A_{min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 3. \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3T12 $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications nécessaires**

a. Vérification de la contrainte

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2; M_{ser} = 18.39 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d+y) = 0 \quad \Rightarrow y = 7.96 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 29175.38 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{18.39 \times 7.96 \times 10^6}{29175.38 \times 10^4} = 5.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

a.2 Sur appuis

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2; M_{ser} = 36.79 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d+y) = 0 \quad \Rightarrow y = 9.48 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 40023.19 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 8.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Moment de torsion :

La poutre palière est soumise a un moment de torsion uniformément repart sur sa Longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{tor} = \frac{M_a \times L}{2}$$

$$M_a = 0.3M_0$$

$$M_a = 0.3 \times 41.903 = 12.571 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{12.571 \times 3.45}{2}$$

$$M_{tor} = 21.68 \text{ KN.m}$$

- Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau_{u tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec e : épaisseur de la section creuse.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 7 \text{ cm}$$

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

$$\Omega = (40 - 7) \times (40 - 7) = 1089 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{u tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.68 \times 10^6}{2 \times 108900 \times 70} = 1.42 \text{ MPa}$$

Justification du béton :

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91, on doit avoir :

$$\tau_{u tor}^2 + \tau_{u V}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{u V} = \frac{T_u}{bd} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_{uv}^2} \leq \bar{\tau}_u = \sqrt{1.42^2 + 0.42^2} = 1.49 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots CV$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times U}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec U : périmètre de contour d'air Ω .

St : équidistance selon ces axes.

A_l^{tor} : Section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$U = 2[(b-e)+(h-e)] = 2[(40-7)+(40-7)] = 132cm = 1320mm$$

$$A_l^{tor} = \frac{21.68 \times 1.15 \times 1320 \times 10^6}{2 \times 108900 \times 400} = 377.7mm^2 = 3.78cm^2$$

On adopte **3T12=3.39cm²**

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

L'espacement St : [BAEL91]:

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \leq \min(32.4cm, 40cm)$$

$$St = 15cm$$

Avec A_t^{tor} : Les armatures transversal au torsion.

$$A_t^{tor} = \frac{21.68 \times 1.15 \times 150 \times 10^6}{2 \times 108900 \times 400} = 0.42cm^2$$

On adopte **2T8=1.01cm²**

$$A_t^{Fs} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

Avec A_t^{Fs} : Les armatures transversal au flexion simple.

$$A_t^{Fs} = \frac{0.4 \times 400 \times 150}{400} = 60mm^2 = 0.6cm^2$$

- **Calcul des armatures totales :**

- a) **Les armatures longitudinales**

En travée :

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1.74 + \frac{3.87}{2} = 3.68cm^2 \Rightarrow 4T12=4.52cm^2$$

$$A_c = \frac{A_t^{tor}}{2} = \frac{3.87}{2} = 1.89cm^2 \Rightarrow 2T12=2.26cm^2$$

En appuis :

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 3.13 + \frac{3.87}{2} = 5.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{T}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_t^{tor}}{2} = \frac{3.87}{2} = 1.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{T}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b).les armatures transversal :

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + A_t^{tor} = 0.8 + 0.42 = 1.22 \Rightarrow 2\text{T}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{3.45} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{40 \times 36} = 0.00156 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.098 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \Rightarrow \text{Ok}$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 66.4 \text{ kN}; \quad b = 40 \text{ cm}; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{66.4 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.046 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Ok}$$

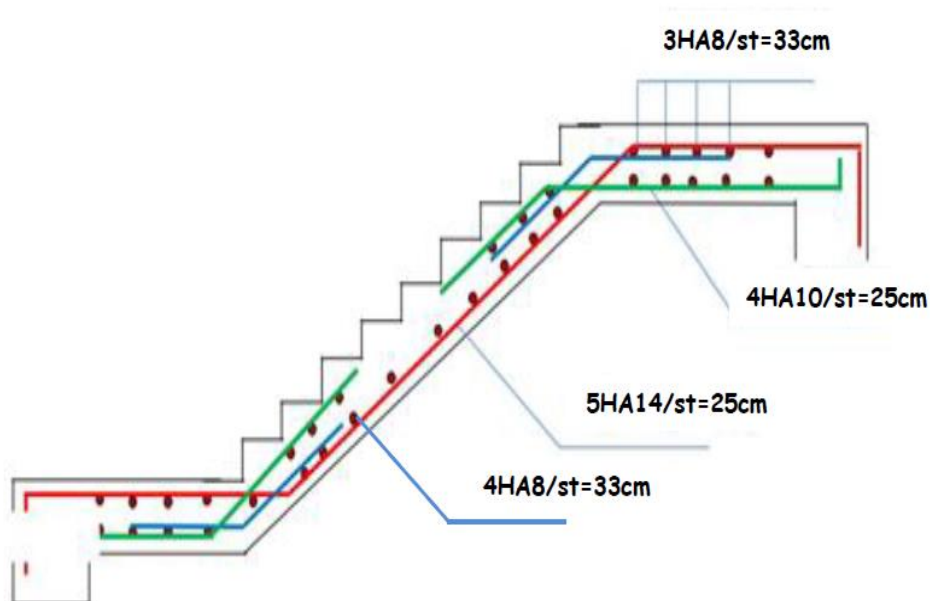


Figure III.9 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.6 Calcul du plancher :

III.6.1 Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles):

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants: On utilise les méthodes suivantes :

III.6.2.1 Méthode forfaitaire:

Domaine d'application:

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

Application de la méthode :

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$: Moment fléchissant de la poutre isostatique.

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

Les moments :

- Les moments en travées :

➤ **Pour les travées de rive:**

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ **Pour les travées intermédiaires :**

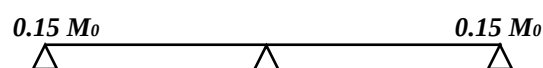
$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

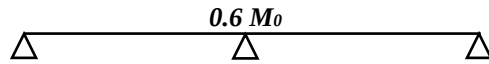
- Les moments en appuis :

Pour une poutre à deux travées

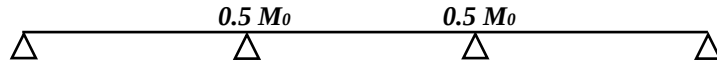
0.15M₀: Pour les appuis de rive



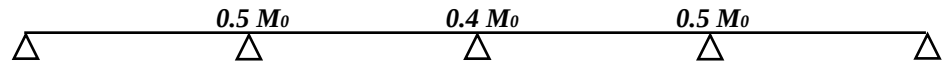
$0.6M_0$: Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre >2 travées



$0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre >3 travées



L'effort tranchant :

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right| \quad T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

III.6.2.2 Méthode Caquot:

Application de la méthode :

Les moments :

- Les moments en appuis :

- Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$

- Appuis intermédiaires : $M_{appuis} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$

Avec : $l' = l$ pour les deux travées de rive

$l' = 0.8l$ Pour les travées d'intermédiaires

- Les moments en travée :

$$M(x) = \frac{-qx^2}{2} + \frac{ql}{2}x + M_w + \frac{M_e - M_w}{L}x$$

$$\text{Avec : } T(x) = 0 \Rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$$

Les efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$\text{Avec : } T_w(x=0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T_w(x=l) = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$M_e; M_w$: Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée

III.6.2.3 Ferrailage :

Les poutrelles sont ferrillées à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible organigramme de la flexion simple (section en T):

Organigramme de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN -section en Te-

Données :

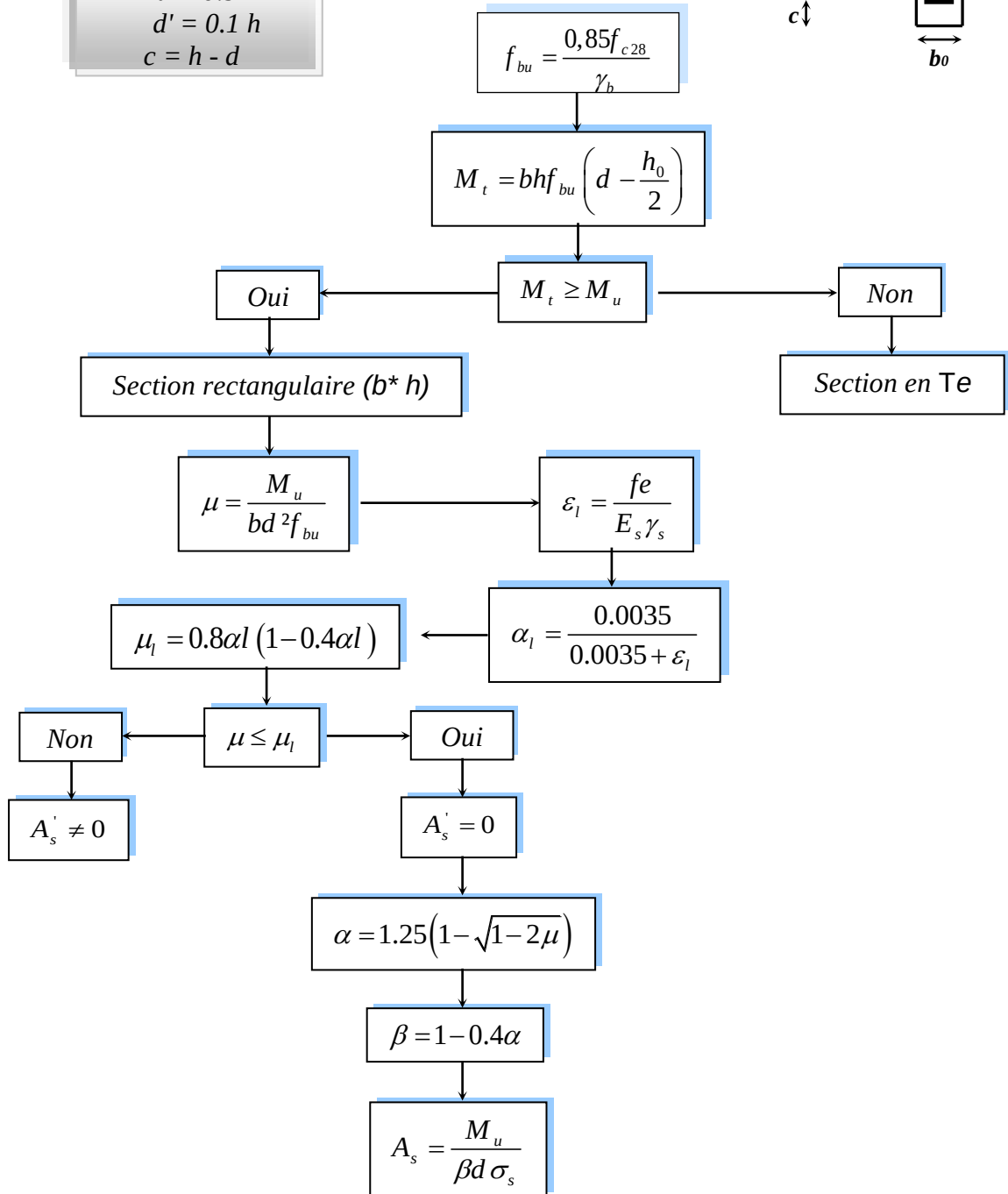
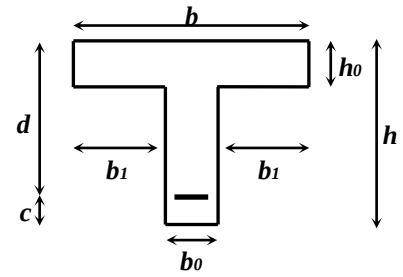
$$b, h, h_0$$

$$f_{c28}, f_e$$

$$d = 0.9 h$$

$$d' = 0.1 h$$

$$c = h - d$$

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b d f_{t28}}{f_e}$$

b. Vérification de contrainte :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

C. Condition de cisaillement :

Pour éviter le risque de cisaillement il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{MPa})$$

d. Espacement :

$$S_t \leq S_t^{\max}$$

$$\text{Avec : } S_t^{\max} \leq \min(0.9d, 40 \text{cm})$$

e. Vérification de flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées la flèche est nécessaire d'après le BAEL 91 :

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{ML^2}{10E_i I_{fi}} \quad \text{où} \quad I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10E_v I_{fv}} \quad \text{où} \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

La flèche totale à comparer aux valeurs admissible vaut :

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

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m$$

III.6.2.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 11.72 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

Les moments d'inertie constanteCV

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \dots \text{CV}$$

Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées.....CV

Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.....CV

$$0.8 \leq \frac{4.05}{3.85} = 1.05 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{3.95} = 0.97 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.95}{4.05} = 0.97 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.05}{3.95} = 1.03 \leq 1.25$$

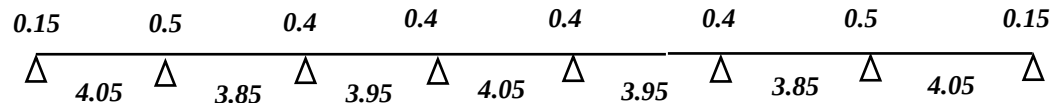
$$0.8 \leq \frac{3.95}{3.85} = 1.03 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.85}{4.05} = 0.95 \leq 1.25$$

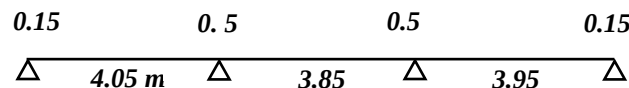
- Types des planchers :

a. Terrasse :

Type 1 :

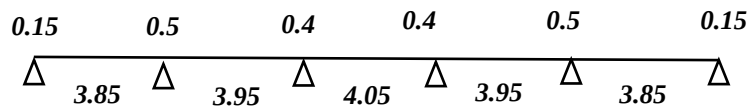


Type 2 :



b. Etage courant + RDC :

Type 1 :



Type 2 :

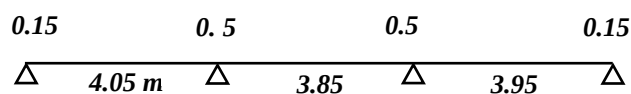


Figure III.11: Evaluation des moments fléchissant.

Exemple de calcul :

On prend comme un exemple de calcul le type 1 de plancher terrasse ; puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$) donc on utilise la méthode de Caquot.

- **Evaluation des efforts tranchants:** Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).
- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :** * (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.
* 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

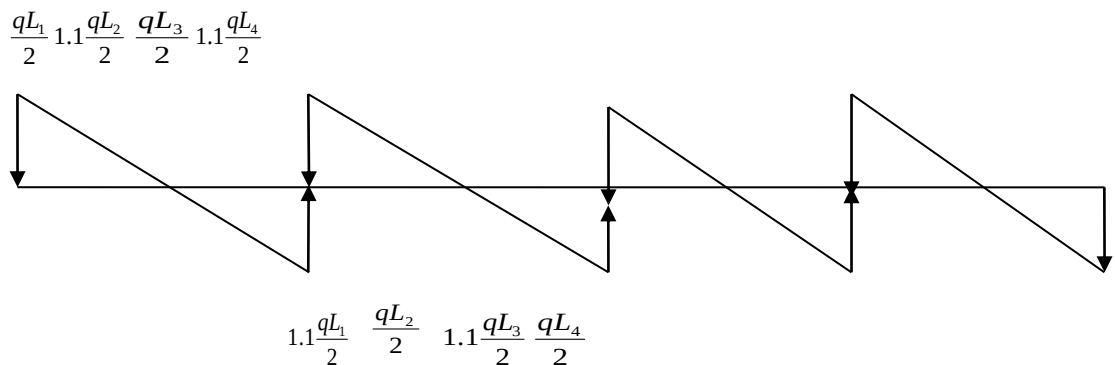


Figure III.12 : Evaluation des efforts tranchants.

Plancher terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.72} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.52$$

Plancher étage :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.14} = 0.22$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0.22))}{2} = 0.633$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.22))}{2} = 0.533$$

III.6.2.5 Evaluation des charges :**a) plancher terrasse:**

$$G = 6.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 6.72 \times 0.65 = 4.37 \text{ KN} / \text{ml} \\ q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

b) plancher étage:

$$G = 5.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

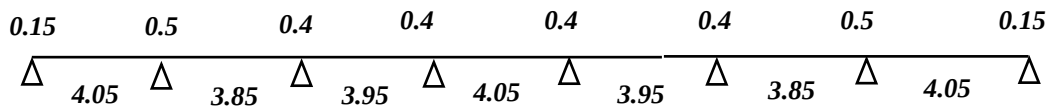
$$\left\{ \begin{array}{l} g = 5.14 \times 0.65 = 3.341 \text{ KN} / \text{ml} \\ q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

III.6.2.6 Combinaisons d'action :

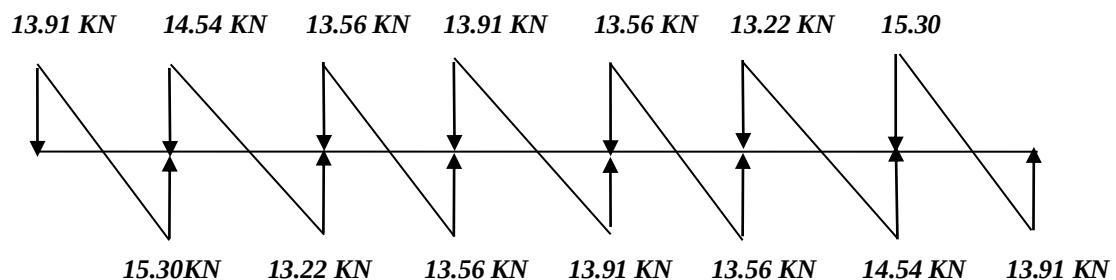
$$\text{ELU} : P_u = 1.35g + 1.5q$$

$$\text{ELS} : P_s = g + q$$

Désignations	Terrasse	étage
ELU	6.87	5.98
ELS	5.02	5.32

III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées :**III.6.3.1 Plancher terrasse :****Type 1 :****ELU :**

Travée	L(m)	P _u (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	4.05	6.87	14.08	2.11	7.04	10.20	13.91	15.30
2	3.85	6.87	12.72	6.36	5.08	7.636	14.54	13.22
3	3.95	6.87	13.39	5.35	5.35	8.7	13.56	13.56
4	4.05	6.87	14.08	5.63	5.63	9.15	13.91	13.91
5	3.95	6.87	13.39	5.35	5.35	8.7	13.56	13.56
6	3.85	6.87	12.72	5.08	6.36	7.636	13.22	14.54
7	4.05	6.87	14.08	7.04	2.11	10.20	15.30	13.91



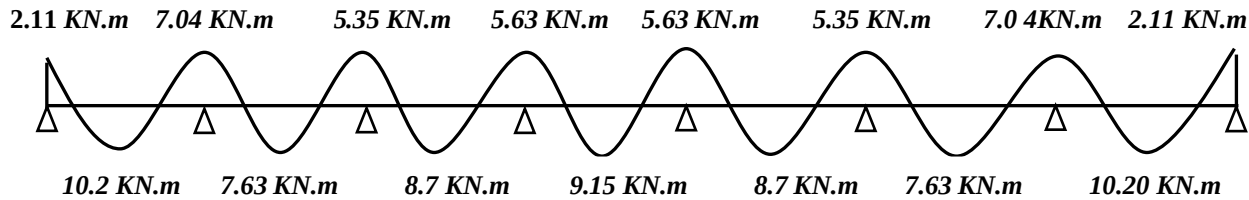


Figure III.13: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).

ELS:

Travée	L(m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	4.05	5.02	10.29	1.54	5.14	7.46
2	3.85	5.02	9.30	4.65	3.72	5.76
3	3.95	5.02	9.79	3.91	3.91	6.36
4	4.05	5.02	10.29	4.11	4.11	6.69
5	3.95	5.02	9.79	3.91	3.91	6.36
6	3.85	5.02	9.30	3.72	4.65	5.76
7	4.05	5.02	10.29	5.14	1.54	7.46

III.6.4 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\sigma}_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 N.m$$

$$M_{t \max} = 10200 < 59072 N.m$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

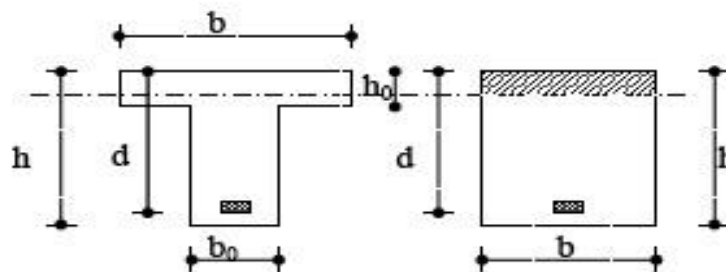


Figure III.14: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{d_o \times b \times d^2} = \frac{10.20 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.034 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.53) = 17.77 \text{ cm} = 17.69 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{10.20 \times 10^3}{17.69 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

M_t(N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm²)
10.20	0.034	0.392	0.043	17.69	1.65

Surappuis :

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

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{7.04 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.153$$

$$\alpha = 0.208$$

$$Z = 16.50 \text{ cm}$$

$$A = \frac{7.04 \times 10^6}{348 \times 165} = 1.22 \text{ cm}^2$$

M_a(N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm²)
7.04	0.153	0.392	0.208	16.50	1.22

❖ Vérification de la l'effort tranchant :

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{15.30 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.85$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	1.65	1.41	1.65	3HA10=2.36
Appui	1.22	0.21	1.22	2HA10=1.57

❖ Armature de répartition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l \min}\right)$$

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

Travée :

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui :

$$\frac{0.89}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA6.**

❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } z = 0.9d.$$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeable}$$

$$\text{Si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s((|T_u|) - |M_u| 0.9d)}{f_e}$$

$10.20 > 0.9 \times 0.18 \times 15.30 = 2.47$ donc les efforts T_u sont négligeables.

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui:**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$.

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 15.3 \times 10^3}{100 \times 25} = 2.29 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = \frac{I_{Gt}}{(d - \frac{h_0}{3})v} \times \frac{f_{t28}}{f_e} =$$

$$I_{Gt} = b \times \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) \times h_0] v^2 =$$

$$v = h - v' = 20 - 9.38 = 10.62$$

$$v' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0) \times h_0)} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) \times 4^2}{2[10 + (65 - 10)] \times 4^2} = 9.38$$

ELS❖ **Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

Travée

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

Travée:

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 2.36 (18 - y) = 0$$

$$y = 3.91$$

appui :

$$\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$$y^2 + 3y - 84.78 = 0$$

$$y = 7.82$$

❖ **Moment d'inertie:**

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

$$I_t = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 7.82^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.82)^2 = 2600 \text{ cm}^4$$

	M_{ser}	A_s	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$
Travée	7.46	2.36	3.91	8323.04	3.50	CV
Appuis	5.14	1.57	7.82	2600	1.50	CV

❖ **Ferraillage transversale:**

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \varphi_{l \min}; \frac{b_o}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; 0.57; \frac{10}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi 6$$

❖ **Espacement :**

$$s_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$s_{t1} \leq 18 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow 1HA14$$

❖ **Vérification de la flèche par (BAEL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

(BAEL B.6.5, 1) [3]

Avec : $h=0.20 \text{ m}$ et $l=4.05 \text{ m}$.

Les ferraillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33cm dans les sens perpendiculaires aux poutrelles.
- L'espacement entre nervures est compris entre 53 et 8cm.
- La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire :

$$50 \leq L \leq 80 \dots \dots \text{cm}$$

$$A \geq \frac{4L}{Fe} \dots \dots (\text{CBA93})$$

$$L \leq 65 \text{cm}$$

$$A = \frac{200}{Fe}$$

$$L = 65 \text{cm}, Fe = 400 \text{MPa}.$$

$$A > \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

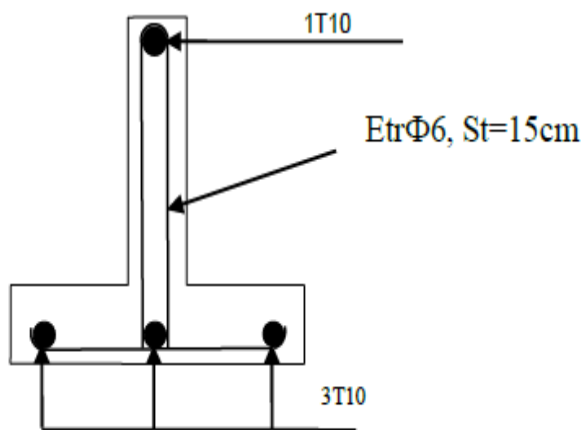
Donc on adopte 5 $\emptyset$ 6mm..... **A = 1.41cm²/ml**

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

La maille choisie de (20x 20 cm) dans le sens parallèle aux nervures.

Schéma de ferrailage :

En travées :



sur appui :

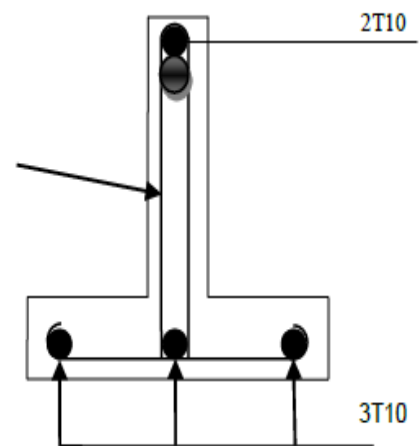


Figure III.15: ferrailage de poutrelle.

III.7- Etude de la table de compression :

-La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées

TREILLIS dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

* 20cm (5 ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures

* 33cm (3 ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

*La section d'armatures perpendiculaires aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4 \times L}{f_e}, \text{ on adopte un treillis soudé de } (150 \times 150) \text{ de diamètre } \Phi 6$$

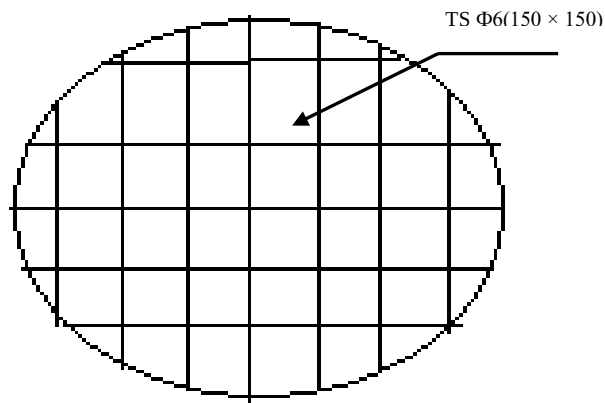


Figure III.16 :Schéma de ferrailage

III.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

1. Acrotère : Les armatures longitudinales : **4HA8.**

Les armatures transversales : **4 HA6.**

2. Balcons :

Les armatures longitudinales : **3HA12**

Les armatures transversales : **3 HA8.**

3. Escaliers : Travée : **5 HA14.**
 Les armatures transversales : **4 HA8.**
 Appui : **3 HA8.**
 Les armatures longitudinales : Appui : **4 HA10.**

4. Poutre palière : Appui : **4HA14.**
 Les armatures longitudinales : Travée : **6HA14.**
 Les armatures transversales : **1cadre HA 8+1étrier Φ8.**

5. Planchers : Appui : **2 HA10.**
 Les armatures transversales : **2étrier Φ6.**
 Les armatures longitudinales : Travée : **3 HA10.**

Chapitre IV :
Etude dynamique en zone sismique.

IV.1 Introduction :

Un séisme est un phénomène naturel, il est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

IV.2 But de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges

D'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003.**

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, il y a trois méthodes pour calculer ce dernier :

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

IV.1.3 Méthode statique équivalente.

a. Principe :

C'est une méthode simple qui traite seulement du 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes. Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictif. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Condition d'application : (RPA)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

b.1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (**RPA99/version2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b.2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : Tous groupes.
- Zone II : Groupe d'usage 3- Groupe d'usage 2 : Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2 : Si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

c. Méthode de modélisation :

- ✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- ✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

b.1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale. **b.2)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.2) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.3) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.4) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.5) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.3. 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.**IV.4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone (*tableau 4 -1 de RPA 99*).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T) (*tableau 4-2 de RPA 99*).

R : Coefficient de comportement (*tableau 4 – 3 de RPA 99*).

Q : Facteur de qualité (*tableau 4 – 4 de RPA 99*).

W : Poids totale de la structure.

IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients :

- a) **Coefficient d'accélération de zone (A)** : Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre bâtiment est implanté dans la région de Mila (zone Ia) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : **A= 0.15**.

- b) **Coefficient de comportement global de structure (R)**:

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé.	Coefficient de comportement (R) .
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
Voiles porteurs.	3.5
Noyau.	3.5
Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
Portiques contreventés par des voiles.	4
Console verticale à masses réparties.	2
Pendule inverse.	2

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : R= 5

- c) **Facteur de qualité Q** :

Q : facteur de qualité c'est un facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure. Il pénalise les mauvaises conceptions parasismiques (voir RPA99/2003).

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \dots\dots\dots \text{Article 4.4 (RPA99/2003)}.$$

Tableau IV.3 : Valeur de facteur de qualité.

Critère: q	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2. Redondance en plan.	0	0.05
3. Régularité en plan.	0.05	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$\sum P_q$.	0.15	0.2

Sens XX' $\rightarrow Q_x = 1.05$.

Sens YY' $\rightarrow Q_y = 1.1$.

d) Facteur d'amplification dynamique moyen :

D : facteur d'amplification dynamiquemoyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7 du RPA99/2003).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

d.1) Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 \geq 0.7$$

IV.5 Modalisations et résultats :

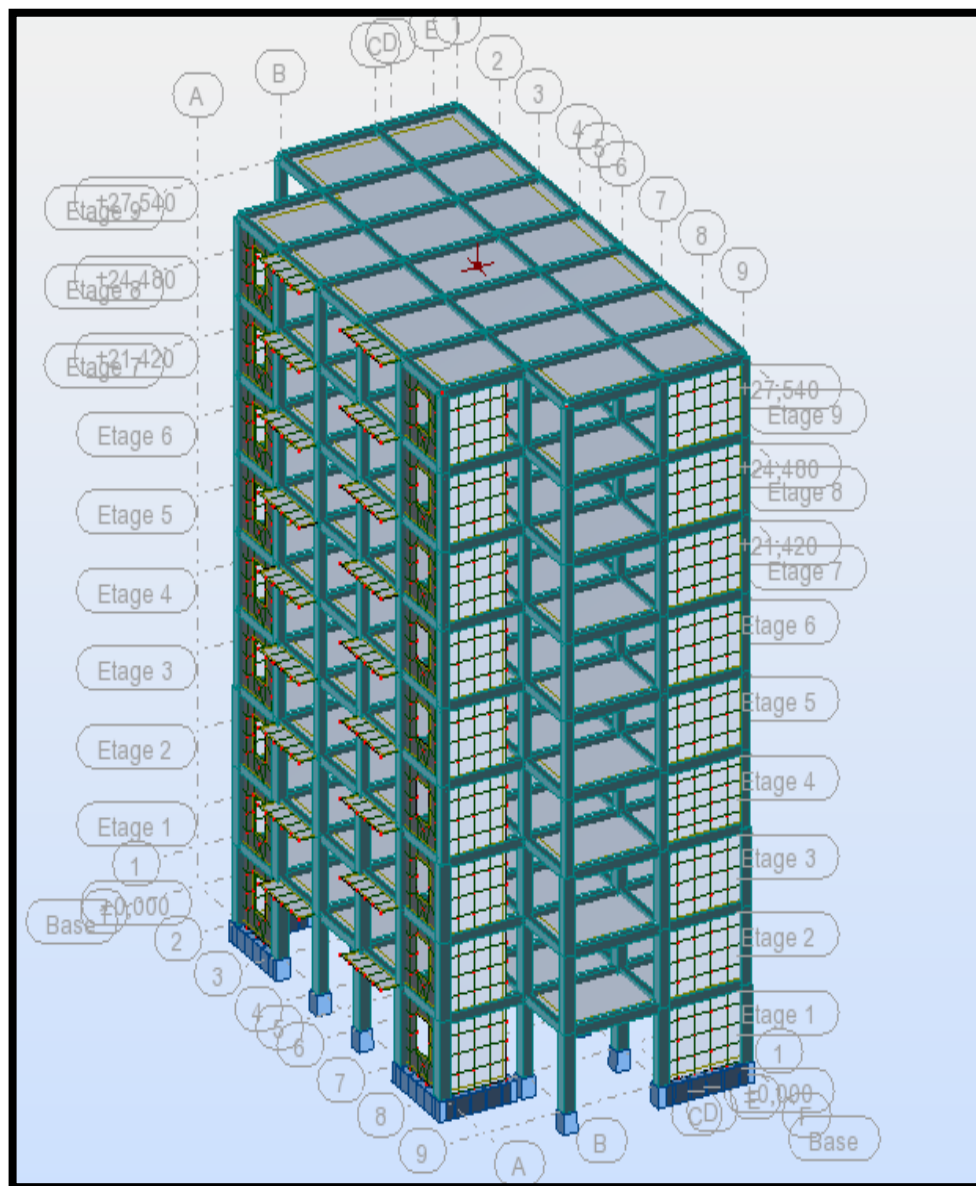
IV.5.1 Modalisation :

La modélisation de la structure est une phase importante lors d'une analyse dynamique.

Pour modéliser notre structure on utilise le logiciel **Autodesk Robot structure**
Structure analysais Professional 2014

- **Présentation de logiciel :**

Logiciel ROBOT permet modéliser rapidement et facilement tous types des structures soit en 2D ou 3D qui composées des éléments barre ou surfacique, et Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non lin



FigureIV.1. Vue en plan pour la structure en 3D

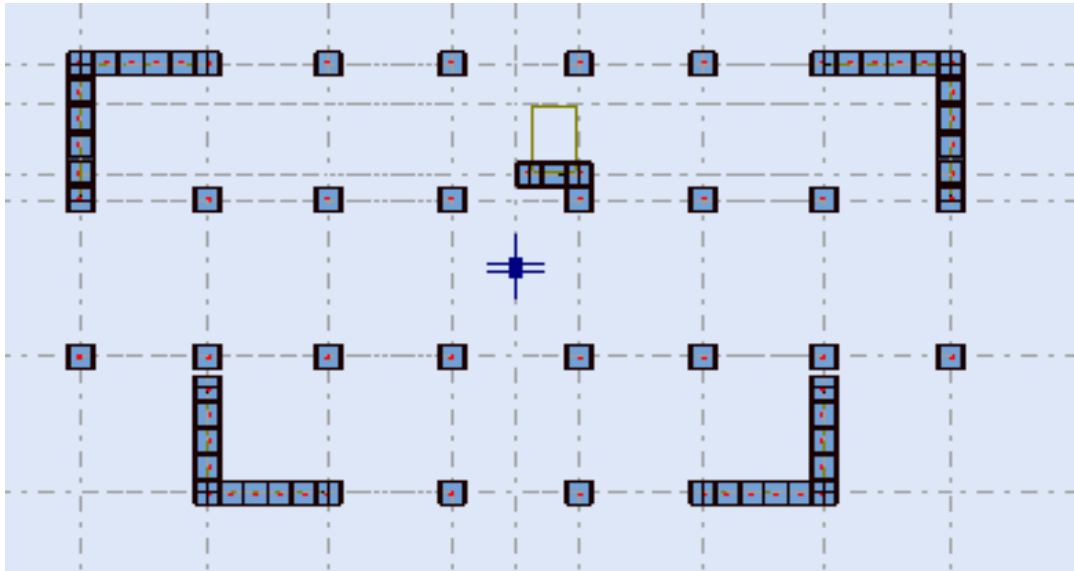


Figure IV.2. Vue en plan pour la disposition des voiles selon le plan initial

IV.5.2 Analyse de la structure :

- **Résultat dynamique par ROBOT :**

Tableau IV.5 : Période et taux de participation.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,58	66,87	0,15	66,87	0,15
3/ 2	0,54	67,05	66,20	0,18	66,04
3/ 3	0,34	67,22	66,67	0,16	0,48
3/ 4	0,15	86,64	66,68	19,42	0,00
3/ 5	0,14	86,64	86,05	0,01	19,37
3/ 6	0,09	86,72	86,16	0,08	0,11
3/ 7	0,07	92,47	86,16	5,74	0,00
3/ 8	0,06	92,47	92,37	0,00	6,21
3/ 9	0,05	94,86	92,37	2,40	0,00

- **Interprétation**

D'après le tableau de Résultat dynamique :

- 1^{er} Mode est mode de translation suivant x-x
- 2^{eme} Mode est mode de translation suivant y-y
- 3^{eme} Mode est mode de torsion

- Représenté les trios premier mode dans les trois figures suivant :

1^{er} Mode de vibration de déformation : translation suivant x-x.

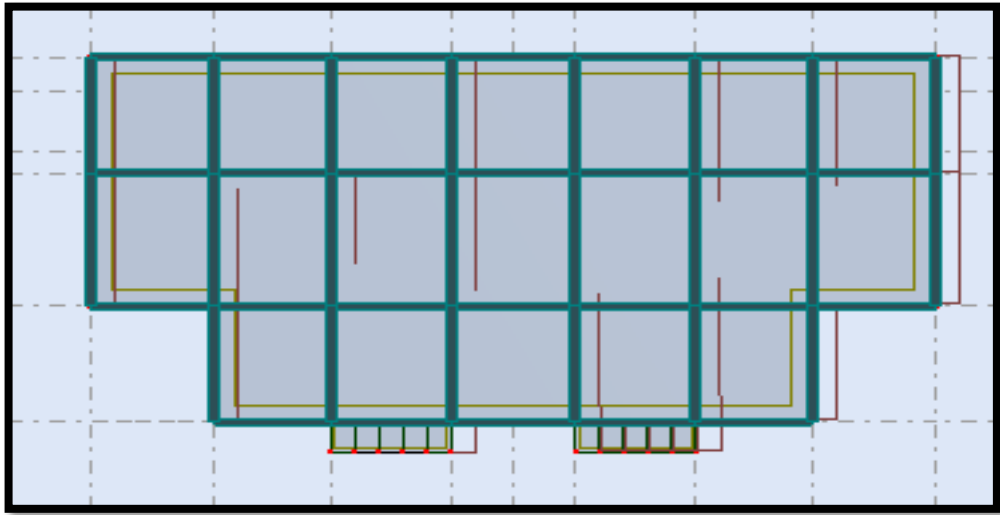


Figure IV.3 : 1^{er}Mode translation selon x-x

2^{ème} Mode de vibration de déformation : translation suivant y-y

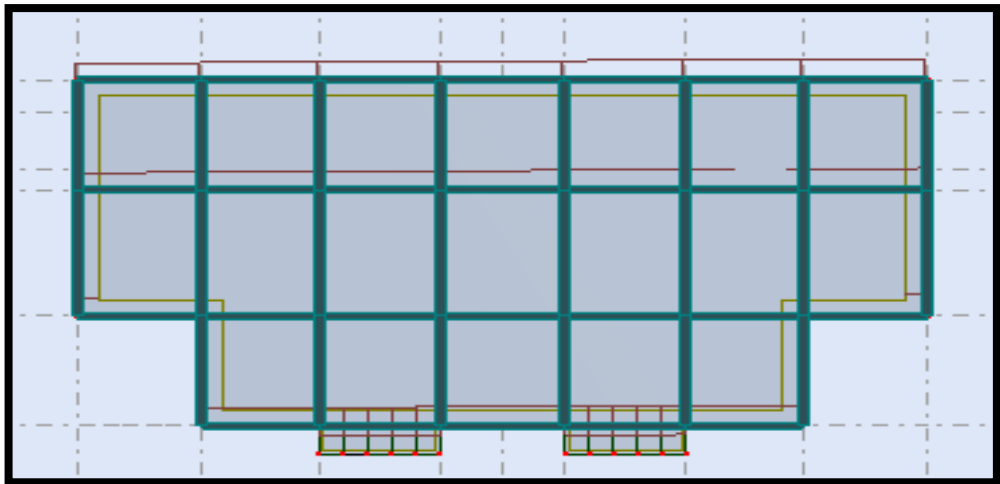


Figure IV.4: 2^{ème}translation selon y-y

3^{ème} Mode de vibration de déformation : torsion suivant z-z

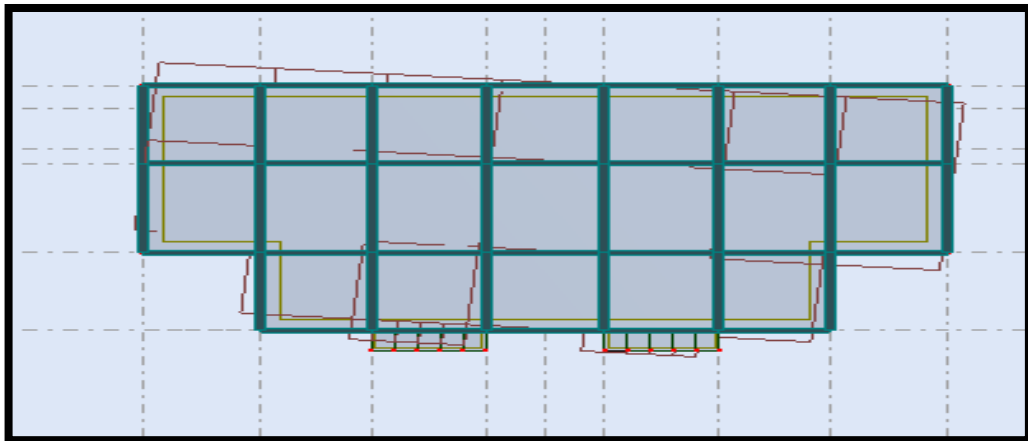


Figure IV.5: 3^{ème} Mode est Mode torsion selon z-z.

IV.6 Calcule les actions sismiques :

RPA99/version2003 art 4.3.6 :

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

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

IV.6.1 La période empirique T

La période empirique peut être calculée par deux méthodes, selon RPA99 :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \dots (1) \text{ RPA99 (Formule 4.6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Pour notre cas $h_n = 27,54m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le **tableau 4.6** du **RPA99**.

$$C_T = 0,05$$

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0,60s$$

Et :

$$T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \dots (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4.7)}$$

D : est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée

Donc:

$$T_x = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} = 0,47s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} = 0,65s$$

$$T_x = \min(T_x; T) = \min(0,47; 0,60) = 0,47s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = \min(0,65; 0,60) = 0,60s$$

Donc la période fondamentale majorée de 30% est :

$$T_x = 1,3 \times 0,47 = 0,61s > T_{dyn} = 0,58s \dots \dots \dots CV$$

$$T_y = 1,3 \times 0,60 = 0,78s > T_{dyn} = 0,54s \dots \dots \dots CV$$

IV.6.2-Calcul facteur d'amplification :

On a:

$$0 \leq T_x = 0,47s \leq 0,50s$$

D_x : Calculé par la formule :

$$D_x = 2,5\eta = 2,205$$

et $0,50s \leq T_y = 0,60s \leq 3s$

D_y : Calculé par la formule :

$$D_y = 2,5\eta(T^2/T)^{2/3} = 1,95$$

IV.6.3-Calculer La force sismique totale V

$$V_x = 2271,16KN$$

$$V_y = 2087,96KN$$

Tableau IV.6: Vérification de l'effort tranchant à la base.

$\sum F$	$V_{dyn}(KN)$	$0,8V_{st}(KN)$	observation
$\sum F_x$	1882,54	1816,93	vérifiée
$\sum F_y$	1999,20	1670,37	Vérifiée

IV.7Vérification nécessaires :

IV.7 .1-Vérification de masse participant

Selon RPAV2003, Le taux de participation massique doit être supérieur à 90%

D'après le tableau de représentatif de la période et la masse participante :

Les valeurs de la masse cumulées UX [%]etla masse cumuléesUY[%] dans le dernier mode sont supérieur à 90[%].....CV

IV.7 .2 Vérification des déplacements : (vérification de l'article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Article 4.4.3 RPA99/v2003}).$$

Avec $R=5$

Le déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.7 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

		Sens x-x			Sens y-y				
Niveau	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_K (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_K (m)	1%h (m)	cond ition
1	3.06	0,0019	0.0095	0.0095	0,00164	0.0082	0.0082	0.0306	C.V
2	3.06	0,00365	0.019	0.0088	0,00324	0.0162	0.008	0.0306	C.V
3	3.06	0,00472	0.0236	0.0046	0,0043	0.0215	0.0053	0.0306	C.V
4	3.06	0,0057	0.0285	0.0049	0,00523	0.0266	0.0051	0.0306	C.V
5	3.06	0,00632	0.0316	0.0031	0,00582	0.0291	0.0025	0.0306	C.V
6	3.06	0,00663	0.0331	0.0016	0,00613	0.0307	0.0016	0.0306	C.V
7	3.06	0,00666	0.0333	0.0002	0,00618	0.0309	0.0003	0.0306	C.V
8	3.06	0,00653	0.0326	-0.0007	0,00605	0.0303	-0.0007	0.0306	C.V
9	3.06	0,00620	0.031	-0.0017	0,00587	0.0294	-0.0009	0.0306	C.V

IV.7 .3-Vérification de l'effet $P - \Delta$

L'effet du second ordre (ou effet de $P - \Delta$) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

L'article 5.9 du RPA99/version2003 :

$$\theta = P_K \times \Delta_K / V_K \times H_K \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de Niveau k.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau k.

- **Les valeurs des effort tranchant d'étage au niveau k :**

- **Sens x-x :**

Tableau IV.8 : La valeur d'effort tranchant d'étage au niveau k x-x

Niveau	V_x
1	1882,56
2	1836,80
3	1750,69
4	1642,55
5	1502,14
6	1323,42
7	1102,37
8	835,94
9	501,95

- Sens y-y:

Tableau IV.9: La valeur effort tranchant d'étage au niveau k y-y

Niveau	V_y
1	1999,22
2	1955,75
3	1862,87
4	1743,95
5	1597,91
6	1406,79
7	1173,89
8	896,65
9	536,16

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

H_K : Hauteur de l'étage k.

- Sens x-x :

Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P- selon x-x.

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_K(m)$	$V_x(KN)$	$H_K(m)$	θ	$\leq 0,1$
1	32698,54	0.0095	1882,56	3,06	0,053	CV
2	28556,55	0.0088	1836,80	3,06	0,045	CV
3	24841,02	0.0046	1750,69	3,06	0,021	CV
4	21208,07	0.0049	1642,55	3,06	0,021	CV
5	17715,85	0.0031	1502,14	3,06	0,012	CV
6	14225,51	0.0016	1323,42	3,06	0,006	CV
7	10735,18	0.0002	1102,37	3,06	0,001	CV
8	7244,48	-0.0007	835,94	3,06	-0,002	CV
9	3770,67	-0.0017	501,95	3,06	-0,004	CV

Tableau IV.11: Vérification à L'effet P - Δ selon y-y

Niveau	P_K	Δ_K	V_y	H_K	θ	$\leq 0,1$
1	32698,54	0.0082	1999,22	3,06	0,043	CV
2	28556,55	0.008	1955,75	3,06	0,038	CV
3	24841,02	0.0053	1862,87	3,06	0,023	CV
4	21208,07	0.0051	1743,95	3,06	0,02	CV
5	17715,85	0.0025	1597,91	3,06	0,01	CV
6	14225,51	0.0016	1406,79	3,06	0,01	CV
7	10735,18	0.0003	1173,89	3,06	0,001	CV
8	7244,48	-0.0007	896,65	3,06	-0,002	CV
9	3770,67	-0.0009	536,16	3,06	-0,002	CV

Remarque :

Tous les valeurs de θ sont inférieure à 0,1 donc l'effet P - Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.7.4. Vérification de l'excentricité accidentelle :

Après le RPA99V2003 (art 4.3.7) la valeur de l'excentricité accidentelle donnée par les formules suivant :

Sens x : $e_{acc} = 0.05L_{xi}$

Sens-y : $e_{acc} = 0.05L_{yi}$

La détermination de centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure. Les coordonnées des centres de masses sont déterminés par les formules suivantes :

$$X_G = \sum \frac{M_i \times X_i}{M_i}$$

$$Y_G = \sum \frac{M_i \times Y_i}{M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i et Y_i : coordonnées des centres de gravité de l'élément i par rapport au repère globale :

Tableau IV-12 : centre de masse et centre de torsion.

Niveau	Position de centre de masse		Position de centre de torsion	
	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	8.75	7.57	8.74	8.02
1	8.75	7.57	8.74	8.03
2	8.75	7.57	8.74	8.03
3	5	7.57	4	7.05
4	5	7.57	5	8.06
5	5	7.57	5	8.06
6	5	7.57	5	8.06
7	4	7.56	5	8.06
8	5	7.53	5	7.7

Calcule l'excentricité :

L'excentricité théorique

$$e_x = |X_G; X_R| ; e_y = |Y_G; Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$\text{Sens x-x } e_{acc} = 0.05L_x$$

$$\text{Sens y-y } e_{acc} = 0.05L_y$$

Tableau IV.13 : Vérification de l'excentricité accidentelle.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		observation
	e_x	e_y	$e_{acc\ x}$	$e_{acc\ y}$	$e_{théorique} < e_{acc}$
RDC	0	0.45	1.39	0.715	C.V
1	0	0.46	1.39	0.715	C.V
2	0	0.46	1.39	0.715	C.V
3	1	0.48	1.39	0.715	C.V
4	0	0.49	1.39	0.715	C.V
5	0	0.49	1.39	0.715	C.V
6	0	0.49	1.39	0.715	C.V
7	1	0.5	1.39	0.715	C.V
8	0	0.17	1.39	0.715	C.V

IV.7 .5-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble se fera pour les deux sens par la formule suivant :

$$M_s/M_r \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

- *Sens x-x*

Tableau IV.14 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens X-X

FX [KN]	Hi[m]	Hi[m] FX [KN]
1882,56	3,06	5760,63
1836,80	6,12	11241,22
1750,69	9,18	16071,33
1642,55	12,24	20104,81
1502,14	15,3	22982,74
1323,42	18,36	24298
1102,37	21,42	23604,84
835,94	24,48	20463,11
501,95	27,54	13823,7
$M_{Dx} = 158350,38 \text{KM.m}$		

$$M_s = W \times L/2 = 453692,243 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = 2,86 \geq 1,5 \dots\dots\dots CV$$

- *Sens y-y*

$$M_s = W \times L/2 = 32698,54 \times 14,35/2 = 234612,025 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.15 : Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens Y-Y

FY [kN]	Hi[m]	Hi[m] FY [kN]
1999,22	3,06	6117,61
1955,75	6,12	11969,19
1862,87	9,18	17101,15
1743,95	12,24	21345,95
1597,91	15,3	24448,02
1406,79	18,36	25828,66
1173,89	21,42	25144,72
896,65	24,48	21950
536,16	27,54	14765,85
Totale		$M_{DY} = 168671,14 \text{ kN.m}$

$$M_s = W \times L/2 = 32698,54 \times 14,35/2 = 234612,025 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = 1,4 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

IV.7.6. Vérification de l'effort normal réduit

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99/2003, dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit.

POTEAU	Br(m²)	Nd(KN)	V	Observation
60x60	0,36	2304,15	0,256	CV
55x55	0,3025	2000,38	0,264	CV
45x45	0,2025	1438,58	0,284	CV

IV.8 Conclusion

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

Chapitre V :

Calcul des éléments résistants

V.1 Introduction

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

- ☐ Effort normal.
- ☐ Effort tranchant.
- ☐ Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ☐ Effort normal.
- ☐ Effort tranchant.
- ☐ Moment fléchissant.

a. Combinaison spécifique de calcul :

- ☐ Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » :

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

$G + Q$ (ELS)

□ Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » art 5.2 :

$G + Q \pm E$ (ACC)

$0,8G \pm E$ (ACC)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données ci-après :

b. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

c. Les armatures transversales :

D'après [RPA99version2003] (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1)$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \lambda_g \leq 5$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \dots\dots\dots \text{BAEL91/99}$$

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la Formule (1); par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

☐ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa.

☐ dans la zone courante : $t \leq 15 \Phi_1$ en zone IIa.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

d. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 article 7.4.3 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B_c : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1: Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

poteaux	N_d (t)	B_c (cm ²)	F_{c28}	$V \leq 0.3$	observation
60x60	230.415	60x60	25	0.25	CV

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau V.2: sollicitations dans les poteaux

	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\max}$	M^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
60×60	71.14	1243.71	2304.15	9.83	172.02	59.92
55×55	104.27	66.46	2000.38	9.28	171.76	63.60
45×45	116.07	92.93	1432.58	7.87	86.3	63.80

Remarque

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus correspondent aux combinaisons les plus défavorables pour les poteaux.

➤ **Ferraillage des Poteaux (60x60) cm:**

$$b = h = 60\text{cm}$$

$$d = 0,9h = 54\text{cm} = 0,54\text{m}$$

$$c = 2\text{cm} = 0,02\text{m}; \sigma_{sc} = 348\text{MPa}$$

Nuance Fe400 ; Fissuration préjudiciable.

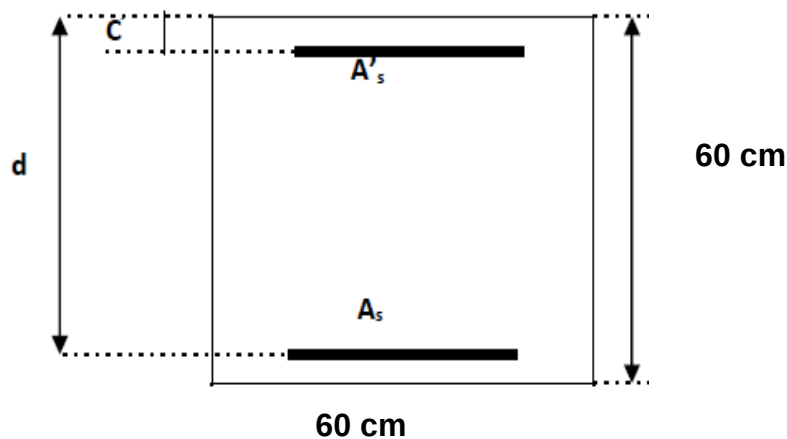


Figure V.1: Représentation schématique Poteau (60×60)

Exemple de calcul :

ELU :

$$N_{\max} = 2304.15\text{KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 9.83 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité « e »:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé, $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

➤ Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul :

Calcul excentricité :

1^{er} cas :

$$N_{\text{max}} = 2304.15 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{9.83}{2304.15} = 0.0042 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max \left[2cm, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.42cm$$

$$\frac{l_f}{h} = 3.57 \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15; 20 \times \frac{0.0242}{0.6}) = \max(15; 1.04) = 15.....CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [2]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{19.75}{19.75 + 6.77} = 0.744$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.6} \times (2 + 0.744 \times 2) = 0.008m$$

$$e_2 = 0.80cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.22cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_u = N \times e = 2304.15 \times 0.0322 = 74.193KN.m$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 74.193 + 2304.15(0.54 - 0.3) = 627.189KN.m$$

$$M_u < M_{ua}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{627.189 \times 10^6}{600 \times 540^2 \times 14.2} = 0.252$$

$$\mu_{bu} = 0.252 < \mu_l = 0.392..... A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.226}) = 0.369$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.324) = 0.852$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{627.189 \times 10^3}{0.852 \times 0.54 \times 347.82}$$

$$A_s = 39.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Revenir à la flexion composée**

$$A' = S$$

$$A_{s1} = S - N/\sigma_s = 3515 - 2304150 / 400 = -2245.375 \text{ mm}^2$$

$A_{s1} = -22.45 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste sans ferrailage.

➤ **2^{eme} cas**

$$\begin{cases} N^{\min} = -172.02 \\ M^{\text{corr}} = -59.92 \end{cases}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{-59.92}{-172.02} = 0.348 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (0.54 - \frac{0.60}{2}) \Rightarrow 0.348 \text{ m} \geq 0.24 \text{ m} \dots \text{CNV}$$

N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue.

$$e_{a1} = h/2 - d' + e / = 0.30 - 0.06 + 0.348 = 58.8 \text{ cm}$$

$$e_{a2} = h/2 - d' - e / = 0.30 - 0.06 - 0.348 = 10.8 \text{ cm}$$

$$A1 = (N * e_{a2}) / (e_{a1} + e_{a2}) \sigma_s = 403.7 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A1 = 4.04 \text{ cm}^2}$$

$$A2 = (N * e_{a1}) / (e_{a1} + e_{a2}) \sigma_s = 66.73 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A2 = 0.66 \text{ cm}^2}$$

$$A = A1 + A2 = \mathbf{4.70 \text{ cm}^2}$$

Calcul $A_{\min}$:

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 18.90 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{eme} cas**

$$\begin{cases} M^{\max} : 71.14 \text{ KN.m} \\ N^{\text{corr}} : 1243.71 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{71.14}{1243.71} = 0.057 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 7.7 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \times \frac{e_1}{h})$$

$$\frac{2.14}{0.6} = 3.57 \leq \max(15; 20 \times \frac{0.077}{0.6})$$

$$3.57 < 15 \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée : - Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [2].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{19.75}{19.75 + 6.77} = 0.744$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.6} \times (2 + 0.74 \times 2) = 0.0079m$$

$$e_2 = 0.79cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.49cm$$

Il faut vérifier que :

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 1243.71 \times 0.0849 = 105.59KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 105.59 + 1243.71 \left(0.54 - \frac{0.6}{2}\right) = 404.08KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{404.08 \times 10^6}{600 \times 540^2 \times 14.2} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162}) = 0.222$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.222) = 0.911$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{404.08 \times 10^3}{0.911 \times 0.54 \times 347.82} = 2360.34mm^2 \Rightarrow A_1 = 23.60cm^2$$

➤ Revenir à la flexion composée

$$A' = S$$

$$A_{s1} = S - N / \sigma_s = 2360 - 1243710 / 400 = -749.275 mm^2$$

$A_{s1} = -7.49 cm^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste sans ferrailage

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

➤ Sections minimales exigée par le RPA99/version2003 :

- Poteaux (60 x 60)

$$A_s = 33.64 cm^2$$

Les sections d'acier sont représentées dans le tableau suivant :

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus.

Tableau V.3: ferrailage du poteau

Sections Poteaux (cm²)	Section d'acier de calcul (cm²)			Section Min RPA (cm²)	Section retenue (cm²)	Choix des barres
	Comb 01	Comb 02	Comb 03			
60x60	39.19	18.90	23.60	33.64	39.27	8HA25
55x55	34.79	15.88	3.47	30.25	37.70	12HA20
45x45	26.82	10.63	7.02	20.25	26.89	6HA20+4HA16

• **Calcul des armatures transversales :**

D'après [RPA99version2003] (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (1)$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \lambda_g \leq 5$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.6} = 3.56 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3,75.$$

Espacement :

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi 1, 15\text{cm})$ en zone IIa.
- dans la zone courante : $t' \leq 15 \Phi 1$ en zone IIa.

$\Phi 1$ (min)= 16 mm.

Φl : diamètre minimal longitudinal On prend : **t = 10 cm.**

Espacement des cadres : (BAEL 91) :

$St = \min(12 \Phi l ; a/2 ; 30 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm.}$ (en zone courante, a la plus petit dimension).

$St = \min(8 \Phi l ; a/4 ; 15 \text{ cm}) = 12.8 \text{ cm}$ (en zone critique).

On prend le min $St = (\text{RPA}, \text{BAEL})$ Donc :

Zone critique **St = 10 cm.**

Zone courante **St = 14 cm.**

- **Détermination de A_t :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 55.91 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 55.91}{600 \times 400} \times 100$$

Soit une section de :

A t = 0.87 cm², Choix des barres : **6HA8=3.01cm²**

IV.3-Vérification nécessaires

- **Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{55.91}{600 \times 540} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa}$$

❖ **Selon BAEL99[3]**

$$\overline{\tau}_{ad} = \min(0.15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

❖ **Selon RPA99 v 2003[1]**

$$\overline{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\left[\begin{array}{ll} \rho_b = 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 600 \times 540 \times 2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 600 \times 540 \times 2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 3.91 \dots \dots \dots CV$$

- **Vérification vis à vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

- **Détermination de La Position de L'axe Neutre :**

$$by^2/2 + nA'(y-c') - n. As (d-y) = 0$$

$$30y^2 - 15 \times 37.68 \times (54-y) = 0$$

$$y^2 + 18.84y^2 - 1017.36 = 0$$

$$y = 23.83 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = by^3 + nA'(y - c') + n. As (d - y)^2 = 40 (23.83)^3 + 15 \times 37.68 (54 - 23.83)^2 = 1055754 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification Des Contraintes :**

- **Contrainte de Béton :**

$$\sigma_b = \frac{7.9 \times 10^6 \times 238.3}{1055754 \times 10^4} = 0.17 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV$$

- ✓ **Schéma des ferrailages des poteaux :**

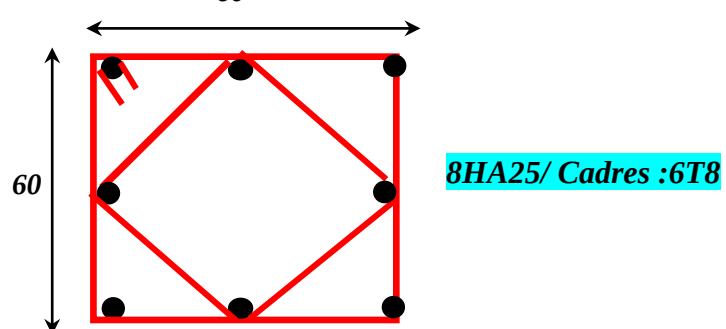


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux 60×60.

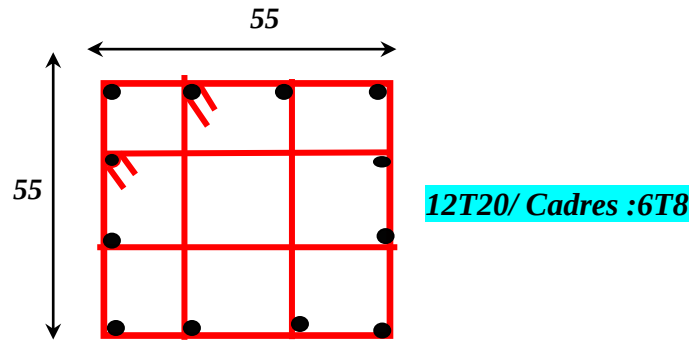


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux 55×55.

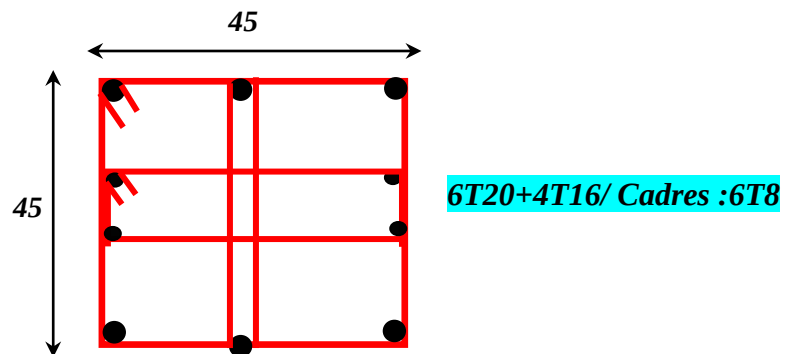


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux 45×45.

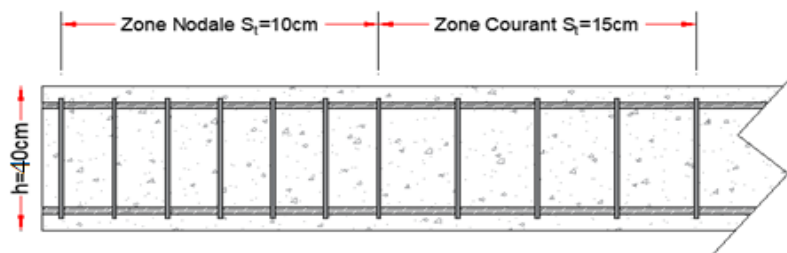


Figure V.5: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.4 ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003 pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale **BAEL 91** :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

➤ Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003** :

$$G + Q \pm E$$

0.8 G ±E

✓ Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (35*40)

Poutres secondaires (30*35)

V.4.1 Recommandations du RPA99/2003 :**Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.4.2.Ferraillage Poutre principale :**a) Les armatures transversales :**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

Tableau V.4 : Sollicitations de la poutre principale.

Section	En Appuis			En Travée	
	M _{ELU}	M _{ELS}	T _{max}	M _{ELU}	M _{ELS}
35*40	-109.30	-78.57	-125.37	83.71	45.10

- **Ferraillage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q :**

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 83.71 \text{ KN.m}$$

$$h = 40\text{cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{83.71 \times 10^3}{35 \times 36^2 \times 14.17} = 0.130$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.130 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.130 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.123) = 338.83 \text{ mm}$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{83.71 \times 10^6}{338.83 \times \frac{400}{1.15}} = 7.10 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 350 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 152.145 \text{ mm}^2 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.52; 7.10) \rightarrow A_s = 7.10 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA16+3HA12=9.42cm²**

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_{t \max} = -109.30 \text{ KN.m}$$

$$b = 35 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{122.71 \times 10^6}{350 \times 360^2 \times 14.17} = 0.190$$

$\mu > 0.186 \Rightarrow$ donc il est nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.190 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.265$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.265) = 321.84 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{122.71 \times 10^6}{321.84 \times \frac{400}{1.15}} = 9.76 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 350 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 152.145 \text{ mm}^2 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.52; 9.76) \rightarrow A_s = 9.76 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA16=12.06 cm²**

Tableau V.5 : Ferraillage des poutres principales.

Position	M _u	B	h	d	U _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	83.71	35	40	36	0.13	0.147	338.83	7.10	1.52	3HA16+3HA12=9.42
Appuis	-109.30	35	40	36	0.19	0.265	321.84	9.76	1.52	6HA16=12.06

• **Vérification du ferraillage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1).

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (35 \times 40) = 7 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

4% b*d : En zone courante ($A_{\min}=0.04*35*36=50.4\text{cm}^2$).

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{\min}=0.06*35*36=75.6\text{cm}^2$).

➤ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{125370}{350 \times 360} = 0.995\text{MPa}$$

$$v = 29.24\text{KN}$$

$$\tau_u = 1\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{cv}$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : b = 35cm ; d = 36 cm

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right) = \min(11.4; 35; 12)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 11.4\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2 \quad (1\text{cadre} + 1 \text{étrier})$$

Espacement des barres : Selon BAEL91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9*36; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} = 32.4\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35}$$

$$S_{t2} = 57.42\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{1.15 \times 35 \times (1 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = 48.59\text{cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow S_t = \min(32.4; 57.42; 44.94)$$

$$St = 32.4cm$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$St \leq 10cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$St \leq 20cm$$

Donc on adopte :

St=10cm En zone nodale

St=15cm En zone courante.

- Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t\min} \leq A_t$$

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm^2$$

$$A_{t\min} = 1.57 \leq A_t = 2.01 \rightarrow cv$$

- La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.2 = 48cm$$

On adopte : **L_r=60cm**

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64cm$$

On adopte : **L_r=70cm**

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

En travée :

$$M_t = 45.10 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$\eta \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{35}{2} y^2 - 15 \times 9.42 (36 - y) = 0$$

$$y^2 + 8.70y - 290.67 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1238.37$$

$$y = 13.24 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{35 \times 13.24^3}{3} + 15 \times 9.42 \times (36 - 13.24)^2 = 100273.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{45.10 \times 10^6 \times 132.4}{100273.51 \times 10^4} = 5.95 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

En appuis :

$$M_a = -78.57 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$\eta \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{35}{2} y^2 - 15 \times 12.06 (36 - y) = 0$$

$$y^2 + 10.33y - 372.13 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 478.83$$

$$y = \frac{-10.33 + 21.88}{2} = 5.77 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{35 \times 5.77^3}{3} + 15 \times 12.06 (36 - 5.77)^2 = 167557.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{78.57 \times 10^6 \times 57.7}{167557.14 \times 10^4} = 2.70 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Tableau V.6 : Vérification à l'ELS de la poutre principale.

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	45.10	13.24	100273.51	5.95	15	CV
Appuis	-78.57	5.77	167557.14	2.70	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=40\text{cm}$; $L=4.65\text{m}$; $b=35\text{cm}$; $A_s=5.95\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0.40}{4.55} = 0.086 \geq 0.0625 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0.086 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \Rightarrow 4.72 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots CV$$

➤ **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{45.10}{10 \times 32164.2 \times 82536.1} = 1.69 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.05\text{cm} + \frac{L}{1000} = 0.515\text{cm}$$

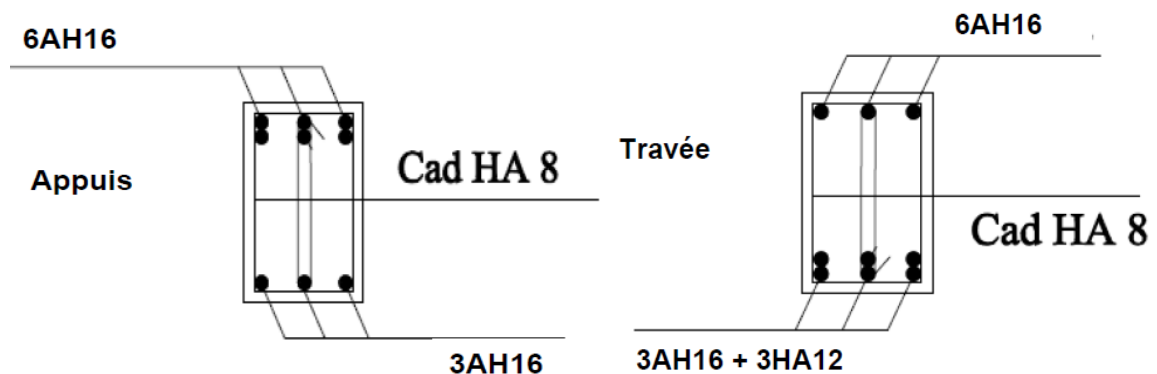
$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times u} = 82536.1$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_t 28}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_t 28} = 0.57$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.95}{35 \times 36} = 0.0047$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_t 28}{\rho \left(2 \times 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 4.46$$

$$f = 1.69 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.515\text{cm} \dots \dots \dots \text{Donc la flèche est Vérifiée.}$$

**Figure V.6:** Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.4.3 Ferrailage Poutre secondaires :**Tableau V.7:** Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M _u	B	h	D	u _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	37.91	30	35	31.5	0.089	0.116	300.384	3.62	1.14	5HA12=5.65
Appuis	-62.47	30	35	31.5	0.148	0.204	289.296	6.20	1.14	5HA14=7.70

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires :**

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :

4% b*d : En zone courante ($A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8 \text{ cm}^2$).

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 31.5 = 56.7 \text{ cm}^2$).

➤ **Vérification à L'ELU :**➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{39.49 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$v = 39.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{cv}$$

Calcul du ferrailage longitudinal :

Avec : b = 30cm ; d = 31.5cm

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right) = \min(10; 30; 12)$$

Soit : $\phi_t = 1cm$

On prend : $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres : Selon BAEL91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = \min(0.9 \times 31.5, 40cm)$$

$$St_1 = 28.35cm$$

$$S_t \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$St_2 = 67cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 ft)} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.41 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$St_3 = 99.26cm$$

$$S_t = \min(st_1; st_2; st_3) \Rightarrow$$

$$St = 28.35cm$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$St \leq 8.75cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$St \leq 17.5cm$$

Donc on adopte :

$S_t = 8cm$ En zone nodale.

$S_t = 15cm$ En zone courante.

- Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$At_{min} \leq At$$

$$At_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$At_{min} = 1.35 \leq At = 2.01 \rightarrow cv$$

- La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ .

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.2 = 48cm$$

On adopte : $L_r = 60cm$

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.6 = 64cm$$

On adopte : $L_r = 70cm$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

➤ **En travée :**

$$M_t = 17.49 \text{ KN.m.}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$15y^2 - 15 \times 5.65(31.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 5.65y - 177.97 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 743.80$$

$$y = \frac{-7.70 + 17.37}{2} = 10.81cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A'_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 10.81^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (31.5 - 10.81)^2 = 48911.59cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{17.49 \times 10^6 \times 108.1}{48911.59 \times 10^4} = 3.86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

➤ **En appui :**

$$M = -27.06 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 7.70(31.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 7.7y - 242.55 = 1029.49$$

$$y = \frac{464.6 - 82.95}{2 \times 17.5} = 12.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 12.19^3}{3} + 15 \times 7.70(31.5 - 12.19)^2 = 61181.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{27.06 \times 10^6 \times 121.9}{61181.04 \times 10^4} = 5.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau V.8 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	17.49	10.81	48911.59	3.86	15	CV
Appuis	- 27.06	12.19	61181.04	5.39	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne

s'imposera pas : $L=3.45\text{m}$; $h=35\text{cm}$; $A_s=5.65\text{ cm}^2$; $b=30$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{0.35}{3.45} = 0.101 \geq 0.062 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.11 \geq 0.085 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 5.97 \times 10^{-3} \leq 0.010 \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 30 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 25 \text{ cm}$$

Tableau V.9 : Vérification de la compression du béton

Section	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
Pp(35*40)	125.37	700	Oui
Ps(30*35)	39.49	583.33	Oui

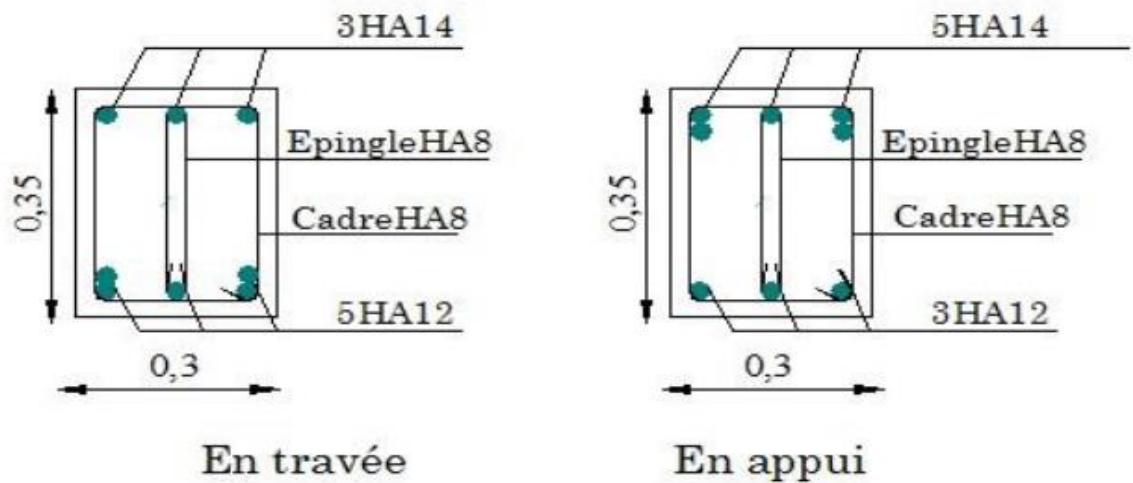


Figure V.7: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.5 Étude des voiles :

V.5.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.5.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.5.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.5.4 Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.5.5 Les Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [3]: { $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [1] : { $1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.5.6 Les recommandations du RPA99 :

a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées

avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

b) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.5.7 Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15$ % section globale du voile. $A_{min} = 0.1$ % zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2 L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.5.8 Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) et pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** »:

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

➤ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

➤ **Armatures verticales :**

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

• **Exemple de calcul**

Cas :

L = 4.55 m; d = 1.45m, e = 0.15m, d' = 0.05m

N_{max} = -1822.19 KN.m (traction); M_{Corr} = -263.44KN.m

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot Y}{I}$$

Avec :

$$S = e \times l = 0.15 \times 4.55 = 0.68 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = 1.18 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.275 \text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-1822.19}{0.68} + \frac{-263.44 \times 2.275}{1.18} = -3187.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-1822.19}{0.68} - \frac{-263.44 \times 2.275}{1.18} = -2171.79 \text{ KN/m}^2$$

σ_a, σ_b sont de signes différents, donc la section du voile est entièrement tendue.

- La longueur tendue est égal à « L »: $L_t = L$

➤ **Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03]:**

$$F_{\text{traction}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times L \times e = \frac{3187.6 + 2171.79}{2} \times 4.55 \times 0.15 = 1828.89 \text{ KN/m}^2$$

$$A_s \geq \frac{F_{\text{traction}}}{f_e} = 45.72 \text{ cm}^2$$

Tableau V.10: Sollicitations et ferrailage du voile (L = 4.55 m).

	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Effort normal N(KN)	-1292.58	-1822.19	-437.4
Moment de flexion (KN.m).	-1483.76	-263.44	-1274.33
$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \text{ (KN/m}^2\text{)}.$	-4761.5	-3187.6	-3100.1
$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \text{ (KN/m}^2\text{)}.$	959.79	-2171.79	1813.63
La longueur de la zone comprimée L_c (m).	0.76	//	1.68
La longueur de la zone tendu L_t (m).	3.79	//	2.87
$\tan \alpha \text{ (KN/m}^3\text{)}$	253.24	//	631.93
$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	833.16	//	1105.88
$\sigma_{\text{moy}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	896.47	//	1459.76
$F_{\text{traction}} \text{ (KN)}.$	67.24	//	245.24
Section d'armature $A_s \text{ (cm}^2\text{)}.$	1,86	45.72	6.13
Nature de la section	P.C	E.C	P.C

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

- Selon RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0.2 \% . e . L_t = 0.002 \times 0.15 \times 4.55 = 13.65 \text{ cm}^2$$

- Selon BAEL:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 4.55 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400} = 8.24 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$\begin{cases} \text{Zone d'bout : } \left(\frac{L}{10} \right) = \left(\frac{455}{10} \right) = 45.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } L - 2 \left(\frac{L}{10} \right) = 455 - 2 \left(\frac{455}{10} \right) = 364 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

$$A_{cal} = \max (A_{calculée} ; A_{RPA} ; A_{BAEL}) = \max (45.72; 13.65 ; 8.24)$$

$$A_{cal} = 45.72 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux façades)}$$

$$\begin{cases} \text{Zone d'bout : } 2 \times 4\text{HA } 12 & \rightarrow A_s = 9.04 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } 2 \times 18\text{HA } 12 & \rightarrow A_s = 40.72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s \text{ adoptée} = 49.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

- Selon RPA :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 455 \times 15 = 10.24 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL:

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{47.84}{4} = 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \max (A_{rpa} ; A_{bael}) = \max (10.24 ; 12.44)$$

$$A_{h \text{ ad}} = 11.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8\text{HA } 10 ; A = 12.56 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.11: Sollicitations et ferrailage du voile (L = 4.55 m).

Voile	A _h adoptée	Choix de barres		S _t	
		RDC	Etage courant	RDC	Etage Courant
Voile (4.55m)	12.56	36HA12	36HA12	20	20

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

➤ Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2]:

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus par l'analyse on a : $T_u = 25.53 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{T_u}{b d} = 1.4 \frac{25.53 \times 10^3}{150 \times 4095} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.05 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ Selon le BAEL:

On doit vérifier que : $T_u \leq T$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

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

$$\tau_u = \frac{25.53 \times 10^3}{150 \times 4095} = 0.04 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.04 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15A}$$

Avec :

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : Effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15A} = \frac{835.16 \times 10^3}{200 \times 4550 + 71760} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.87 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Schéma de ferrailage de des voiles :**

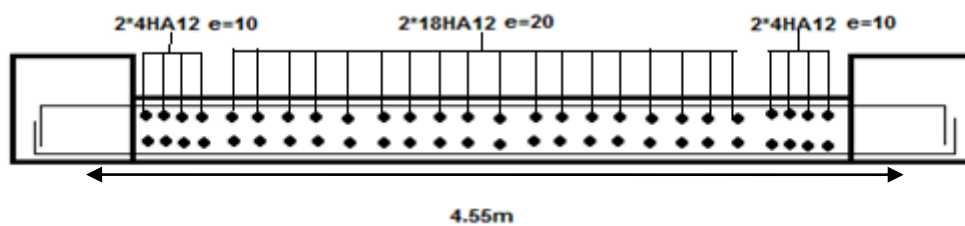


Figure V.8: Schéma de ferrailage des voiles.

V.6 Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments Principaux ; il a été tenu

compte des ferraillements obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI :
Etude des Fondations.

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont composées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact directement avec le sol, elles ont pour but de transmettre les surcharges et les charges de la superstructure au sol.

VI.2 Classification des fondations

On distingue deux types de fondation :

➤ **Fondation superficielle :**

- Semelle isolées.
- Semelle filantes.
- Radiers généraux.

➤ **Fondation profonde**

- Semelles sur pieux
- Semelles sur puits
- Semelles sur les parois moulées

VI.3 Choix de type de fondation

Il dépend de :

- La nature du terrain
- Le type de l'ouvrage
- La charge totale transmise au sol
- La facilité et rapidité des exécutions

VI.4 Caractéristique du sol

- La nature des sols : c'est un sol meuble.
- La contrainte admissible du sol.
- La profondeur d'ancrage est de 2,5m.

VI.5 Choix des fondations :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

La surface de la semelle donnée par la formule suivante :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible du sol

S_s : Surface totale des semelles

S_b : Surface totale du bâtiment

$$N_{ser} = 36789,41 \text{ kN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$S_s \geq \frac{36789,41}{200} = 183,94 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment :

$$S_b = 398,21m^2$$

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

$$\frac{183,9}{398,2} = 0,46 = 46\% \leq 50\% \dots\dots\dots CV$$

La surface de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface totale du bâtiment. Donc on utilise les deux types de semelle :

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante sous viole

VI.6 vérification de la Semelle isolée :

$$N_{ser} = 1675,71, KN$$

$$N_u = 2304,15KN$$

VI.6.1 Dimensionnement de la semelle isolée ELS

- Dimensionnement A et B de la semelle :

La surface de la semelle calculée par la formule suivante :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{1675,71}{200} = 8,38m^2$$

$$S_s = A \times B$$

Le poteau est carré donc la semelle est carré (A=B).

- Calculer A et B par la relation suivant :

$$A = \sqrt{S_s} = \sqrt{8,38} = 2,89m$$

On adopte :

$$A=B= 3,2m$$

$$L_{min} = 3.85m$$

Il faut vérifie $L_{min} > 1.5 \times B$

$$L_{min} = 3.85m > 1.5 \times 3.2 = 4.8m \dots\dots\dots CNV$$

Donc d'après les résultats on remarque qu'il un chevauchement des semelles isolée.

VI.7 Semelles Filantes sous poteaux :

❖ méthode de calcul :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles filantes soit un radier général.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : distance entre les poteaux

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux

$S = B \times L$

. B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol

-La méthode de calcul d’une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle) ;

- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chainages et d’aciers de répartition ;

- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée ;

- Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la Condition suivante : $L/B > 5$.

❖ Exemple de calcul :

A. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.

Filante	$N_{ser}(KN)$	L (m)	$\overline{\sigma}_{sol}(KN/m^2)$	S (m ²)	B (m)	L/B >5
1	1982.77	9.8	200	3.79	1.012	cv
2	3734.94	14.35	200	17.04	1.3	cv
3	4630.04	14.35	200	22.58	1.61	cv
4	5279.83	14.35	200	14.65	1.84	cv
5	5285.24	14.35	200	9.36	1.84	cv
6	4636.6	14.35	200	9.89	1.62	cv
7	3702.23	14.35	200	15.03	1.3	cv
8	1970.81	9.8	200	22.60	1.005	cv

Note : On va prendre une valeur de B =1 m

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{semelle} = 156.237 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 392.66 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport a la surface totale de la structure est de :

$$\frac{156.237}{392.66} = 0.39 < 50\%$$

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

B. Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$\text{D'où : } d \geq \frac{B-b}{4}$$

B: L'épaisseur de voile.

$$d \geq \frac{100-0.6}{4} = 10 \text{ cm} \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

Soit : $d = 35 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

C. Vérification du poinçonnement : BAEL91 [Art : A.5.2.4.2]

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

u_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge

h : hauteur de la semelle filante

Note : La vérification se fait pour le point le plus sollicité du la semelle en effort normal appliqué Par le poteau le plus sollicité.

$$u_c = (a + b + 2 \times h) \times 2$$

$$u_c = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.4) \times 2 = 4 \text{ m}$$

$$Q_u = 2304.15 \text{ KN} \leq 0.045 \times 0.4 \times 4 \times \frac{25}{1.5} = 1200 \text{ KN} \dots\dots \text{CNV}$$

- Pour éviter le poinçonnement on va augmenter l'hauteur de la semelle, on va prendre

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$u_c = (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.7) \times 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 2304.15 \text{ KN} \leq 2730 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

D. Vérification au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$; Art : A.10.1.5]

$$M = 179.73 \text{ KN.m}$$

$$N = 0.034 \text{ KN.}$$

$$e = 0.034 < 0.25 \dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.7.1 calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage principale :**

N : Effort amené par l'ouvrage sur la semelle.

B : Largeur de la semelle.

d : Hauteur de la semelle moins l'enrobage.

$$A_{s//B} = \frac{N(B-b)}{8d\sigma_s}$$

$$A_{s//B} = \frac{5285.24 \times 10^3 (1000 - 600)}{8 \times 450 \times 348} = 16.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}16 = 20.10 \text{ cm}^2.$$

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

➤ **Ferrailage de répartition :**

$$A_r = \frac{20.10}{4} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

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

❖ **Schéma du ferrailage :**

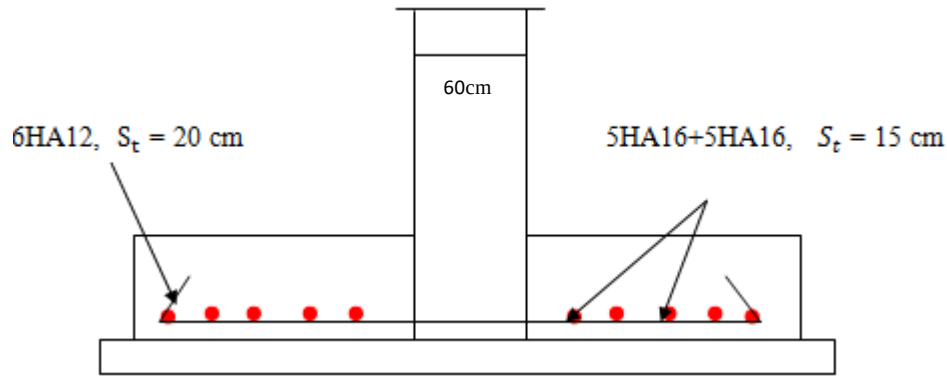


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.

VI.8 Semelle filante sous viole

VI.8.1 Dimensionnement de la semelle filant ELS

- Les données

$L=4,55m$

$$N_{ser} = 1810,9KN$$

$$N_u = 2544,9KN$$

- Calcul de la largeur B

Dans le sens A il n'y a pas de moment de flexion, donc sera déterminée B pour une semelle filant de section $1m \times B$ par la méthode des bielles.

La largeur B est déterminée par la condition suivant :

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \text{et} \quad P_{ser} = \frac{N_{ser}}{L} = \frac{1810,9}{4,55} = 398KN/m$$

$$B \geq \frac{398}{200} = 2m$$

Soit : $B=2,2m$

- Épaisseur de la semelle

La hauteur de la semelle donnée par la condition :

$$H=d+0,05$$

$$\text{Avec : } d \geq \frac{B-a}{4} = \frac{2,2-0,15}{4} = 0,5m$$

Soit : $d=0,65$

$$h = d + 5 = 65 + 5 = 70cm$$

- Poids propre de la semelle

$$P_s = \rho_{\text{béton}} \times S_s \times 1 = 38,5KN$$

$$N_{ser \text{ nouveau}} = P_{ser} + P_s = 398 + 38,5 = 436,5KN$$

Vérification des dimensions de la semelle :

$$\frac{N_{ser \text{ nouveau}}}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \xrightarrow{436,5} \xrightarrow{2,2 \times 2,2} 198,41KN/m^2 \leq \sigma_{sol} = 200KN/m^2 \dots CV$$

VI.8.2 Ferrailage de la semelle

Le calcul des armatures de la semelle se fera par la méthode des bielles :

La semelle carrée donc le même Ferrailage dans les deux sens :

La formule utiliser pour calcule la section des armatures est :

$$A_s = \frac{N_{u \text{ nouveau}} \times (B - b)}{8d\sigma_s}$$

Avec :

$$N_{u\text{ nouveau}} = \frac{N_u}{L} + 1,35P_s = 611,3KN$$
$$A_s = \frac{611,3 \times 10^3 \times (2000 - 150)}{8 \times 650 \times 348} = 6,24cm^2$$

Soit : $A_s = 12,06cm^2$ **As=6HA16**

• Calcul les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015cm^2$$

Soit : 6HA16=12,06cm²

• Disposition des barres

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_u} \quad \text{Avec } \tau_u = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ Pour HA

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 1,2 = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{1,6}{4} \times \frac{400}{2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{220}{4} = 55cm$$

$$L_s \geq \frac{B}{4} \Rightarrow L_s = 56,44 \geq \frac{B}{4} = 55cm \dots\dots\dots CV$$

Schéma de ferrailage de la semelle filante :

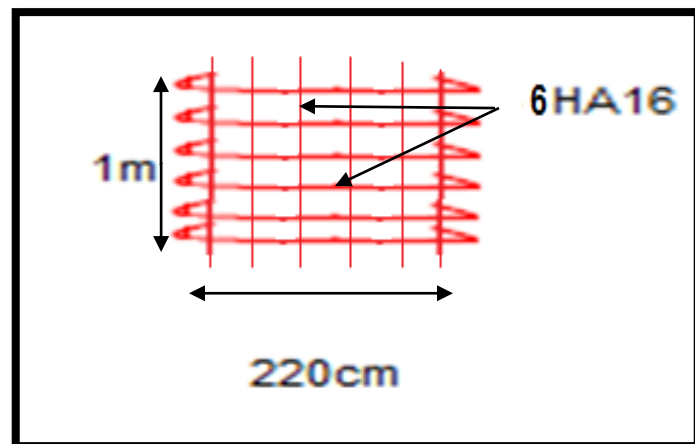


Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous viol.

VI.9 Longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leurs calcules se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>.

VI.9.1 Dimensionnement de la longrine

Selon [RPA 99] (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des origine sont :

- ✓ (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ✓ (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

b= 60cm

h= 60cm

VI.9.2 Calcul de ferrailage

➤ Armature longitudinale

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à

$$F = \frac{N_{u(max)}}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa).

$N_{u(max)}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{u(max)} = 2304.15 \text{ KN}$$

$$F = \frac{2304.15}{12} = 192.01 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{192.01 \times 10^3}{348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite service

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e; 150 \eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa.}$$

$$N_{ser} = 1675.71 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\left(\frac{N_{ser}}{\alpha}\right)}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{N_{ser}}{\alpha}\right)}{\sigma_a} = (1675.71 \times 10^3 / 12) / 240 = 5.82 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 54 \times 2.1}{400}$$

$$A_{smin} = 3.91 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Recommandation de [RPA 99 v2003] :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_s = 0,006 \times 60 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2$$

On adopter: **$A_s = 22.24 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}20 + 3\text{HA}12$**

➤ Armatures transversales :

On prend : **$4\phi 8 (A_s = 2,01 \text{ cm}^2)$**

Avec espacement de :

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (20 \text{ cm ; } 15 \Phi_l).$$

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

✓ Schéma de ferrailage de longrine :

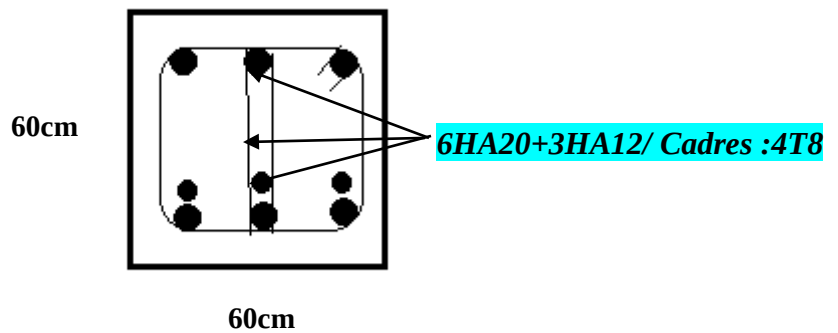


Figure VI.3: Schéma de ferrailage de longrine 60×60.

VI.10. Le voile périphérique:

VI.10.1. Pré-dimensionnement :

D'après RPA99/2003 (Art 10.1.2) [3], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte : une épaisseur : $e = 16 \text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique : $h = 2.5 \text{ m}$.

Longueur du panneau max : $L = 5.25 \text{ m}$.

- **Caractéristiques du sol :**
- Poids volumique du remblai: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 30^\circ$

VI.10.2 Evaluation des charges et surcharges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

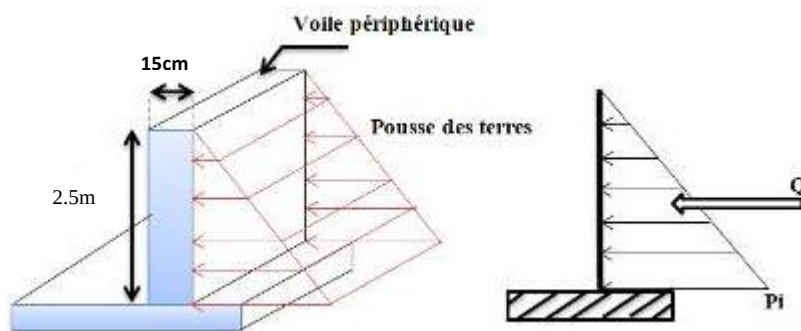


Figure VI.4 : Schéma statique d'un voile périphérique.

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

➤ Sollicitations :

On à $P_i = \gamma_d \times h \times K_0$
Avec : γ_d : Poids spécifique du remblai.
 K_0 :Coefficient de pousse (surface horizontale).
 h : Hauteur du voile.

$$K_0 = tg^2(45 - \frac{\varphi}{2})$$

$$K_0 = tg^2(45 - \frac{30}{2})$$

$$K_0 = 0.33$$

$$\text{Donc } P_i = 18 \times 2.5 \times 0.33 = 14.85KN/m^2$$

VI.10.3.Calcul du ferrailage :

$$q_u = 1.35 \times P_i$$

$$q_u = 1.35 \times 14.85$$

$$q_u = 20.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{5.25} = 0.48 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le mur sera calcule comme des dalles encastrées sur quatre cotes avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y
L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées a l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

- Le sens de la grande portée : $M_y = M_x \times \mu_y$

Les coefficients μ_a et μ_e sont fonction de : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } v$

Tableaux VI.2 : Valeur de coefficients μ_x, μ_y et v .

	ELU	ELS
μ_x	0.0994	0.1028
μ_y	0.25	0.3491
N	0	0.2

➤ **ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0994 \times 20.05 \times 2.5^2 = 12.45KN.m$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 12.45 \times 0.25 = 3.11KN.m$$

➤ Moments en travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 12.45 = 9.34KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.11 = 2.64KN.m$$

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 12.45 = 6.23KN.m$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$b = 100cm ; h=15cm ; d=14cm$$

➤ **En travées:**

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{9.34 \times 10^6}{14.17 \times 135^2 \times 1000} = 0.036 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.046$$

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

$$Z = 13.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.34 \times 10^6}{348 \times 132.5} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{2.64 \times 10^6}{14.17 \times 135^2 \times 1000} = 0.01 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.013$$

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

$$Z = 13.43 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{2.64 \times 10^6}{348 \times 134.3} = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{6.23 \times 10^6}{14.17 \times 135^2 \times 1000} = 0.024 < \mu_l = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 0.03$$

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

$$Z = 13.34 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{6.23 \times 10^6}{348 \times 133.4} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

D'après le BAEL91 :

$$A_{min} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armatures :**

$$A_s = \max(A_{calculé}; A_{min})$$

Tableau VI.3: Ferrailage de voile périphérique.

Position	En travée		En appui
Sens	x-x	y-y	x-x=y-y
$A_{calculé}$	2.03	0.56	1.34
A_{min}	1.5	1.5	1.5
$\max(A_{calculé}; A_{min})$	2.03	1.5	1.5
A_{adpt}	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14

❖ Espacement :

Sens x-x :

$s_t \leq \min(2e; 25)$

$s_t \leq \min(2 \times 15; 25)$

On prend $s_t=20\text{cm}$

Sens y-y :

$s_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$

$s_t \leq \min(3 \times 15; 25)$

On prend $s_t=20\text{cm}$

❖ Vérification de l’effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05f_{c28}=1.25\text{MPa}$

$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x \times L_y}$

$T_u^x = \frac{20.05 \times 2.5 \times 5.25}{2 \times 2.5 \times 5.25} = 25.67\text{KN}$

$T_u^y = \frac{q_u \times L_x}{3}$

$T_u^y = \frac{20.05 \times 2.5}{3} = 16.713\text{KN}$

$T_u^{max} = \max(T_u^x; T_u^y)$

$T_u^{max} = \max(25.67; 16.713)$

$T_u^{max} = 25.67\text{KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25.67}{1000 \times 135} = 0.19\text{MPa} \leq \bar{\tau}=1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25.67}{1000 \times 135} = 0.19\text{MPa} \leq \bar{\tau}=0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b}=1.17\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

❖ ELS

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.1028 \times 14.85 \times 2.5^2 = 9.54\text{KN.m}$

$M_y = M_x \times \mu_y = 9.54 \times 0.3491 = 3.33\text{KN.m}$

➤ Moments en travée :

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 9.54 = 7.155\text{KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.33 = 2.831\text{KN.m}$

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 9.54 = 4.77 \text{ KN.m}$$

• **Vérification à LES :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

❖ **En travée :**

Sens x-x :

$$M_{tx} = 7.155 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position des l'axe neutres :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } n=15 \quad A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} 100 \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 \times y^2 - 15 \times 3.14 (13.5 - y) = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 359.71$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} 100 \times y^3 + n \times (d - y) \times A'_s + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 3.13^3 + 15 \times 3.14 (13.5 - 3.13)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{7.155 \times 10^6 \times 31.3}{6087.13 \times 10^4} = 3.68 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens y-y

$$M_{ty} = 2.831 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position des l'axe neutres :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } n=15 \quad A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} 100 \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 \times y^2 - 15 \times 3.14 (13.5 - y) = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 359.71$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} 100 \times y^3 + n \times (d - y) \times A'_s + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 3.13^3 + 15 \times 3.14 (13.5 - 3.13)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{2.831 \times 10^6 \times 31.3}{6087.13 \times 10^4} = 1.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appui:

$$M_a = 4.77 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

La position des l'axe neutres :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } n=15 \quad A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} 100 \times y^2 \times n \times (y - c) \times A'_s - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 \times y^2 - 15 \times 3.14 (13.5 - y) = 0$$

$$50 \times y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 359.71$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} 100 \times y^3 + n \times (d - y) \times A'_s + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 3.13^3 + 15 \times 3.14 (13.5 - 3.13)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{4.77 \times 10^6 \times 31.3}{6087.13 \times 10^4} = 2.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes au niveau d'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_s \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right)$$

Avec : $\eta = 1.6$: la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{17 \times 7.155 \times 10^6 (135 - 31.2)}{6087.13 \times 10^4} = 183.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes au niveau d'acier.

Position	Sens	M_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	Sens x-x	7.155	183.01	201.63	CV
	Sens y-y	2.831	72.34	201.63	CV
Appui	Sens x-x	4.77	121.01	201.63	CV
	Sens y-y				

Schéma de ferrailage :

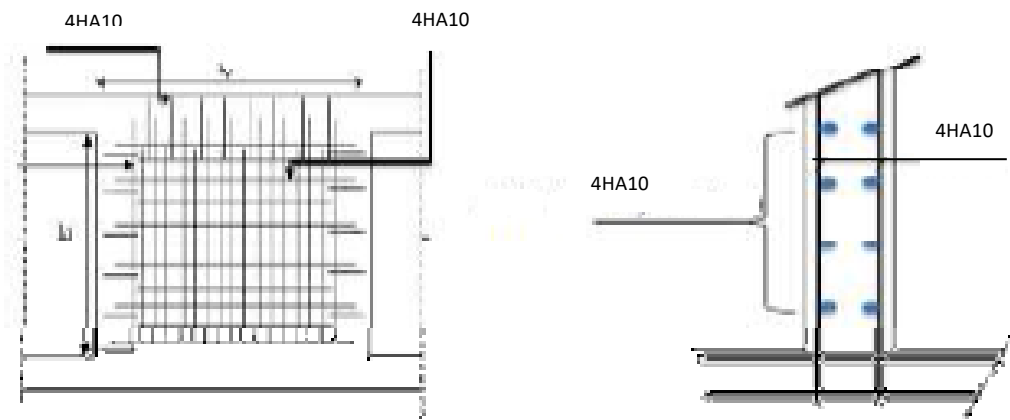


Figure VI.5: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.11. Conclusion

L'étude de l'infrastructure composée une étape très importante dans le calcul de la structure. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, et les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est semelle semelle filante. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « robot et autoCAD » lui-mêmes.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

REGLEMENT :

- Règles parasismiques Algérien RPA99V2003.
- Règles de conception et calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limite BAEL91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.C 2.2.

COURS

- Génie parasismique (master2G.C).
- Cour béton armé (3^{eme} année).

Thèse

- Etude d'un Bâtiment R+7 de contreventement mixte à usage d'habitation 2019
- Etude d'un Bâtiment R+8 usages d'habitation (SYSTEME PORTIQUE CONTREVENTE PAR VOILE) 2019

Logiciels

- Logiciel ROBOT structure analysais 2014.
- Word 2007

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm).

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2: Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha = Lx / Ly$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000