

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie

Signature:.....

Date :.....

# **ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME R+6 A USAGE MULTIPLE CONTREVENTE PAR UN SYSTEM MIXTES**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : Génie civil  
Spécialité : Structure

Encadreur: D'BOUBEKEUR Toufik

Signature: .....

Date: .....

Réalisé par: ZENATI Fatma zohra

BARED Saida

Signature: .....

Date: .....

Membres du jury

Dr BESSEGHIER Abderrahmane Président

D' DJEFFAL Houcine Examineur

D' BOUBEKEUR Toufik. Encadreur

Tissemsilt – 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## Remerciement

Τουτε νοτρε παρφαιτε γρατιτυδε ετ ρεμερχιεμεντ Ϝ Αλλαη λ  
ε , πλυσ

πυισσαντ θυι νουσ Ϝ δοννΓ λα φορχε, λε χουραγε ετ λα πολ  
οντΓ πουρ Γ λαβορερ χε τραπαιλ.

Χεεστ απεχ υνε προφονδε ρεχονναιισσανχε ετ χονσιδΓ ρατιο  
ν

παρτιχυλι\ρε θυε νουσ ρεμερχιονσ νοτρε προμοτευρ□:

Δρ ↔□BOYBEKEYP Τουφικ ≈.

Νουσ ρεμερχιονσ λεσ μεμβρεσ δε φυρψ θυι νουσ φοντ λΥη  
οννευρ δε πρΓ σιδερ ετ δεξαμινερ χε μοδεστε τραπαιλ .

Τουτε νοτρε γρατιτυδε πα Ϝ τουσ λεσ ενσειγναντσ θυι οντ χ  
οντριβΓ

Ϝ νοτρε φορματιον .

Νουσ ρεμερχιονσ αυσσι τουσ νοσ αμισ πουρ λευρ αιδε , λευρ π  
ατιενχε .



## *Dédicace :*

*Θε δ' διε χε μοδεστε τραπαιλ ρ :*

*Μα τρ(σ χη(ρε μ(ρε ετ μον τρ(σ χηερ π(ρε θυι μ(οντ του  
φουρσ σουτενυε δυραντ τουτεσ λεσ π(ριοδε δε πιε ,θυε  
Διευ λε τουτ πυισσαντ λεσ προτ(γεσ ετ λεσ γαρδεσ .*

*Μον Μαριε : ΩΕΖΑΡ ΑΕΚ.*

*Μεσ φρ(ρεσ : Μοηαμεδ , ψουνεσ ετ ΑΒΔ ΕΛ Γηανι .*

*Μεσ σουρσ : Ναδφετ ετ Σιηαμ .*

*Α τουτε λα φαμιλλε ΒΑΡΕΔ , ΒΟΥΗΕΝΙΑ ετ ΩΕΖΑΡ.*

*Α μον βιν / με ΖΕΝΑΤΙ Φατιμα ζοηρα .*

*Α μεσ μειλλευρσ αμιεσ ετ σπ(χιαλεμεντ ΑΝΟΥΝΕ Μανε  
λ .*

**SAIDA**



# *Dédicace*

"وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت واليه أنيب"

Θε δέδιε χε μοδεστε τραπαιλ à :

A μεσ τρέσ χηερσ παρεντσ θυι μ'οντ γυιδέ δυραντ λεσ μομεντσ λεσ πλυσ πένιβλεσ δε χε λονγ χηεμιν, μα μέρε θυι α έτέ à μεσ χότέσ ετ μα σουτενυ δυραντ τουτε μα πιε, ετ μον πέρε θυι α σαχριφιέ τουτε σα πιε αφιν δε με ποιρ

δεπενιρ χε θυε φε συισ, μερχι μεσ παρεντσ.

Θε λα δέδιε à μον μαρι Καμελ.

Χομμε φε λα δέδιε à μεσ φρέρεσ : Μοηαμεδ, Αβδε Ραουφε ετ à μεσ σαυρσ

:

Σαιδα , Κηειρα ,Αιχηα ,Σααδα ,Μαρωα.

Μέμε φε δέδιε χεττε μέμοιρε αυσσι à τουτε λα φαμιλλε ZENATI

μεσ ονχλεσ ετ μεσ ταντεσ ,αυσσι θυ'à λα φαμιλλε δε μα μέρε ΧΗΕΡΟΙΑ ΓΥΕ.

ετ à τουσ μεσ αμισ : Κηαδιδφα, Ηουρια ,ζοηρα, Μεβαρκα, Ωιδαδ, Αηλεμ, Ναωελ, Σαρα, καωτηερ, Μοηεμεδ.

A χελυι θυι μα χολλαβορέ δανσ λα ρέαλισατιον δε χε μέμοιρε, à τοι Σαιδα.

*ZENATI Φατμα Ζοηρα*



## المخلص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة لزلزل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة ، تتألف من طابق أرضي مخصص لمحلات و 6 طوابق مخصصة للسكن و الواقعة في ولاية المصنفة من ضمن المنطقة الزلزالية IIa من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية . أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنانية فقد إستعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

CBA39 بتطبيق DTR. BAEL 91

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، البناية، BAEL 91 ، ETABSv.9.7.4 ، RPA 99v2003 .

## Résumé

Le présent mémoire,étude un bâtiment(R+6) contreventépar voiles à usage multiple (habitation, commerce).La structure est implantée à la wilaya de **Tissemsilet**, classé en zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiéesen 2003.L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **ETABS V.9.7.4**.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**),en appliquant le BAEL91 et le DTR

**Mots clés : bâtiment, béton armé, ETABS 9.7.4, RPA99V2003,CBA93 (BAEL91).**

## Summary

This project consistsmainlyin dynamic analys is of a structure(R+6)for multi-purpose (housing,trade),with shear walls.The structureis located in Tissemsilet, which is characterized by a medium seismic activity(**zone IIa**). The studyis carried out regarding the Algerianseismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried outaccordingto the Algerian reinforced concretecode(CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

**Keywords: building, concrete, ETABS v.9.7.4, RPA99V2003, BAEL91, and DTR.**

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul</b>	
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2. Données du site .....	4
I.3.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) .....	4
I.4. Ossature et système constructif adopté .....	6
I.4.1. Ossature.....	6
I.4.2.Les Plancher .....	6
I.4.3.Maçonnerie... ..	6
I.4.4.Revêtement .....	7
I.4.5.Isolation.....	7
I.4.6. Terrasse .....	7
I.4.7. Escalier.....	7
I.4.8.Voiles .....	7
I.4.9. Balcon .....	7
I.4.10. Acrotère.....	8
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol .....	8
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.6.1.Béton .....	8
I.7. Hypothèses de calcul.....	15
I.7.1.États limite ultime de résistance .....	15
I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R .....	15
I.7.3. Règles des trois pivots .....	16
I.8.1.États limite de service	17
I.8.2. Hypothèses de calcul à E.L.S.....	17
I.8.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites .....	18
I.9. Conclusion .....	18
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement et Evaluation des Charges et des surcharges</b>	
II.1.Introduction .....	20
II.2. Pré dimensionnement du plancher .....	20
II.2.1. Planchers a corps-creux .....	20
II.2.2.Les poutrelles (les nervures .....	21
II.3.Evaluation des charges et surcharges .....	22
II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible .....	23
II.3.2. plancher étage courant :( habitation.....	23
II.3.3. maçonnerie.....	24
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	25
II.4.1. Les poutres .....	25
II.4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales.....	26
II.4. 1.2.Pré dimensionnement des poutres secondaires .....	26
II.4.2 .Pré dimensionnement des poteaux .....	27
II.4.3. Descente de charge .....	28



II.4.4. Pré dimensionnement du voile .....	35
II.5. Conclusion .....	36
<b>Chapitre III :calcul des éléments secondaires</b>	
III.1. introduction sur les éléments secondaires .....	38
III.2. l'acrotère.....	38
III.2.1.Introduction .....	38
III.2.2.Principe de calcul .....	38
III.2.3.Evaluation des charges .....	39
III.2.4. Evaluation des sollicitations .....	40
III.2.5.Ferraillage .....	42
III.3 .Etude d'escalier.....	49
III.3.1.Introduction .....	49
III.3.2. Description .....	49
III.3.3. Dimensions de l'escalier .....	50
III.3.4.Etude l'escalier(Type 1).....	51
III.3.5. Calcul des sollicitations.....	54
III.3.6.Calcul du ferraillage .....	57
III.3.7.Vérification des contraintes.....	59
III.3.8.Etude l'escalier(Type 2) .....	62
III.3.9. calcul des sollicitations.....	65
III.3.10. Calcul du ferraillage .....	67
III.3.11.Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	70
III .3.12.Étude de la poutre brisée .....	73
III.4.Balcon.....	79
III.4.1.charge concentré de garde corps .....	80
III.4.2.combinaison de charge .....	80
III.4.3.calcul des sollicitations maximales .....	81
III.4.4 .Calcul le ferraillage .....	82
III.4.5.Vérification de l'effort tranchant.....	83
III.5 .Conclusion.....	83
<b>Chapitre IV :Etude de planchers</b>	
IV. Etudes des planchers .....	87
IV. 1. Introduction.....	87
IV.2. Fonctions nécessaires du plancher .....	87
IV.3 .Conception des planchers.....	87
IV.4. Méthode de calcul.....	88
IV.5. Planchers étage courant.....	92
IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant .....	92
IV.5.2.Ferraillage longitudinal .....	97
IV.5.2.1.Ferraillage en travée.....	97
IV.5.2.2.Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 .....	98
IV.5.2.3.Pourcentage minimal Beal art B.6.4 .....	98
IV.5.2.4.Ferraillage appuis.....	98
IV.5.3.1.Ferraillage transversal(art. A.7.2.2BAEL91).....	100
IV.5.3.2.Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	102
IV.5.3.3.Vérification à l'état limite de service( ELS .....	102

IV.6.Planchers terrasse .....	104
IV.6.1. Étude des poutrelles Planchers Terrasse .....	104
IV.6.2.Ferraillage longitudinal .....	107
IV.6.2.1.Ferraillage en travée .....	107
IV.6.2.2.Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 .....	108
IV.6.2.3.Pourcentage minimal Beal art B.6.4 .....	108
IV.6.2.4.Ferraillage appuis .....	108
IV.6.3. Ferraillage transversal (art. A.7.2.2BAEL91).....	110
IV.6.3.1.Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9) .....	110
IV.6.3.2.L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91.....	110
IV.6.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure.....	111
IV.6.4.Vérification à l'état limite de service( ELS ) .....	111
IV.6.2.5 .Ferraillage de la dalle de compression .....	114
<b>Chapitre V :Etude sismique</b>	
V.1.etude sismique .....	117
V.1.1.Introduction .....	117
V.1.2.L'étude dynamique .....	117
V.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique .....	117
V.1.2.2.modélisation de la structure.....	117
V.1.2.3.Modélisation de la structure étudiée .....	117
V.3. Présentation du logiciel ETABS .....	118
V.4. Combinaison d'action .....	118
V.5.choix des méthodes d'estimation des forces sismiques .....	119
V.5.1.méthode statique équivalente .....	119
V.5.1.1.Principe de la méthode .....	119
V.5.1.2.Modélisation .....	119
V.5.1.3.Domaine d'application .....	120
V.5.2.méthode d'analyse modale spectrale .....	120
V.5.2.1.Principe de la méthode .....	120
V.5.2.2.Modélisation .....	121
V.5.2.3.Domaine d'application .....	121
V.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	121
V.5.4.-Choix de la méthode de calcul .....	121
V.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse .....	121
V.7.Disposition des voiles.....	122
V.8.Spectre de réponse de calcul .....	122
V.9. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente .....	124
V.10.Caractéristiques Géométriques .....	126
V.11.Caractéristiques dynamiques de bâtiment .....	127
V.12.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur .....	128
V.13.Vérification vis-à-vis du renversement .....	129
V.14.Justification vis à vis de l'effet P-Δ.....	130

## **Chapitre VI :Etude des éléments structuraux**

VI.1 Chargement des portiques.....	135
VI.2.Etude sous charges verticales et horizontales.....	135
VI.3.Les combinaisons de calcul.....	135
VI.4.Sollicitations de calcul .....	137
VI.5.Calcul de ferrailage des poteaux .....	138
VI.6.Calcul des armatures transversales .....	141
VI.7..Vérification de la contrainte de cisaillement .....	142
VI.8.Vérification de la section minimale d'armatures transversales .....	142
VI.9.Etude des poutres .....	143
VI.9.1.Introduction.....	143
VI.9.2.Calcul de la section des armatures .....	144
VI.9.3.Vérification de l'effort tranchant .....	144
VI.9.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC .....	146
VI.9.4.1.Ferrailage longitudinal .....	146
VI.9.4.2- Calcul les armatures transversales .....	149
VI.9.4.3 Vérification à l'E.L.S .....	150
VI.9.4.4.Vérification de la flèche .....	152
VI.10. Etude des voiles .....	154
VI.10.1 Introduction.....	154
VI.10.2 Les recommandations du RPA99.....	155
VI.10.3.Calcul des voiles par la méthode des contraintes .....	155
VI.10.4.Exemple de calcul .....	156
VI.10.4.1.Détermination des contraintes .....	157
VI.10.4.2.Calcul des armatures verticales ( $0,8G \pm E$ ).....	157
VI.10.4.3Vérification de la contrainte de cisaillement .....	159
VI.10.4.4.Calcul des armatures horizontales .....	160
VI.10.4.5.Les armatures de coutures.....	161

## **Chapitre VII :Etude de l'infrastructure**

VII.1. Introduction .....	164
VII.2.Classification des fondations .....	164
VII.2.1.Fondations superficielles .....	164
VII.2.2.Fondations profondes.....	164
VII.2.3.Fondations spéciales .....	164
VII.2.4. Choix du type de fondations .....	164
VII.2.5.Combinaison d'action .....	165
VII.2.6.Reconnaissance du sol .....	165
VII.2.7.Vérification des semelles isolées .....	165
VII.2.8.Vérification des Semelles filantes .....	166
VII.2.9. Etude du Radier général.....	168
VII.2.9.1.Définition du radier.....	168
VII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier .....	168
VII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage .....	169
VII.2.9.4. Vérification des contraintes .....	170
VII.2.9.5.La longueur élastique.....	170

VII.2.9.6. Condition de non poinçonnement .....	170
VII.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique .....	171
VII.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier .....	172
VII.3. Ferrailage du radier .....	172
VII.3.1 Ferrailage des dalles .....	172
VII.3.2. Vérification de l'espacement .....	174
VII.3.3. Vérification des contraintes à ELS .....	174
VII.4. Ferrailage des poutres de libages .....	178
VII.4.1. Sens longitudinal .....	179
VII.4.2. Calcul du ferrailage .....	179
VII.4.3. Sens transversal .....	180
VII.4.4. Calcul du ferrailage .....	180
VII.4.5. Armature de peau .....	181
VII.5. Contrainte de cisaillement .....	182
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</b>	<b>184</b>

## Liste des figures

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Figure I.1 : plan élévation .....	5
Figure I.2 : Vue en plan.....	5
Figure I.3 :Plancher à corps creux.....	6
Figure I.4 : Brique creuse .....	7
Figure I.5 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton .....	11
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	12
Figure I.7 : Diagramme déformation contraintes-déformations .....	14
Figure I.8:Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	17

### Chapitre II : pré dimensionnement et évaluation des charges et des surcharges

Figure II.1 : Dalle en corps creux.....	20
Figure II.2 :Plancher corps creux .....	21
Figure II.3 : Plancher terrasse .....	23
Figure II.4 : plancher étage courant.....	23
Figure II.5 : remplissage extérieur .....	25
Figure. II.6: Pré dimensionnement des voiles .....	36

### Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.....	39
Figure III.2 : Evaluation des charges.....	39
Figure III.3 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère.....	43
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	48
Figure III.5 : coupe A-A de l'acrotère .....	48
Figure III.6 : Schéma de l'escalier... ..	49
Figure III.7: Dimension des escaliers .....	50
Figure III.8:schéma statique de l'escalier .....	50
Figure III.9 : Schéma statique a ELU .....	54
Figure III.10 : Diagrammes moments et efforts tranchant.....	55
Figure III.11 : Schéma statique a ELS.....	56
Figure III.12 : Schéma de ferrailages d'escaliers types.....	62
Figure III.13 : Schéma statique a ELU .....	65
Figure III.14 : Diagrammes moments et efforts tranchant.....	67
Figure III.15 : Schéma statique a ELS.....	70
Figure III.16: Schéma de ferrailages d'escaliers( types 2.....	73
Figure III.17:Schéma de poutre brisée .....	73
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	79
Figure.III.19 :Diagrammes moments et effort tranchant .....	81
Figure.III.20.Ferrailage de balcon .....	85

### Chapitre IV : Etude des planchers

Figure IV.1: Schéma d'une poutre continue .....	89
Figure IV.2: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.....	90
Figure IV.3: Moments d'une poutre à 2 travées .....	90
Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue .....	91
Figure IV.5: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.....	104

Figure IV.6 : Schémas ferrailage des poutrelles PlancherTerrasse.....	114
Figure IV.7 :Schéma de ferrailage .....	115
<b>Chapitre V : Etude sismique</b>	
Figure V.1 : Modèle 3D de la structure.....	118
Figure V.2: Disposition des voiles.....	122
Figure V.3 :Spectre de réponse de calcul.....	123
Figure V.4 :modes principaux de la vibration.....	128
<b>Chapitre VI :Etude des éléments structuraux</b>	
Figure VI.1 : Zone nodale.....	136
Figure VI.2 :Section du poteau à étudier.....	138
Figure VI.3:Disposition constructives des portiques.....	145
Figure VI.4:ferrailage des poutres principales.....	153
Figure VI.5:ferrailage des poutres secondaire.....	153
Figure VI.6: Vue en plan du voile plein en U.....	156
Figure VI.7 : Disposition des armatures du voile .....	162
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>	
Figure VII.5: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	183
Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	166
Figure VII.2 :Schéma d'une Semelle filante.....	166
Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	168
Figure VII.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	168

# Liste des tableaux

## Chapitre I :présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	16
--	----

## Chapitre II : pré dimensionnement et évaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1 :charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	23
Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	24
Tableau II.3 :Charge permanente du mur extérieur.....	24
Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur.....	25
Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations.....	29
Tableau II.6 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.....	31
Tableau II.7 :Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.....	34
Tableau II.8 :Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.....	34

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Calcul de la section des armatures.....	44
Tableau III.2 : Charges et surcharge du paillasse(Type1).....	53
Tableau III.3 : Charges et surcharge du palier (Type1).....	53
Tableau III.4: Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.....	54
Tableau III.5 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU.....	55
Tableau III.6 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELS.....	57
Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en travée.....	60
Tableau III.8:Vérification à l' ELS de l'escalier à volées en appuis.....	61
Tableau III.9 : Charges et surcharge du paillasse(Type 2).....	64
Tableau III.10:Charges et surcharge du palier (type 2).....	64
Tableau III.11: Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.....	65
Tableau III.12:Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU .....	66
Tableau III.13. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en travée.....	71
Tableau III.13. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en travée.....	72
Tableau III.15. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon.....	80
Tableau III.16. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde corps de balcon.....	81
Tableau III.17. Vérification à l'ELS de balcon.....	84

## Chapitre IV : Etude des planchers

Tableau IV.1: Charges supporté par les poutrelles.....	87
Tableau IV.2: Rapport entre les travées successives.....	93
Tableau IV.3: Rapport entre les travées successives.....	93
Tableau IV.4 : Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courantELU....	94
Tableau IV.5: Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant ELS...	95
Tableau IV.6:Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant à Elu.	96
Tableau IV.7:Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant à( ELS)97	
Tableau IV.8 Vérification des contraintes en travée.....	102
Tableau IV.9 : Vérification des contrainte en appui.....	103
Tableau IV.10: Rapport entre les travées successives type1.....	105
Tableau IV.11: Rapport entre les travées successive type 2.....	105
Tableau. IV.12: résultats des moments et effort tranchants à ELU.....	106

<i>Tableau. IV.13: résultats des moments et effort tranchants à ELS.....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau. IV.14: résultats des moments et effort tranchants à ELU.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau. IV.15: résultats des moments et effort tranchants à ELS.....</i>	<i>107</i>
<i>Tableau IV.16: Vérification des contraintes en travée.....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau IV.17: Vérification des contraintes en appui.....</i>	<i>113</i>
<b>Chapitre V : Etude sismique</b>	
Tableau V.1: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	126
Tableau V.2 : Centre de masse et Centre de rigidité.....	127
Tableau V.3. Participation des masses cumulées.....	127
Tableau V.4 : résultat des forces sismiques.....	129
Tableau V.5 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	130
Tableau V.6 : Déplacements relatifs inter étages.....	132
Tableau V.7 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	133
<b>Chapitre VI : Etude des éléments structuraux</b>	
Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	136
Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.....	137
<i>Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....</i>	<i>138</i>
Tableau VI.4: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	140
Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux.....	143
Tableau VI.6: moments max des Poutres principales et secondaire.....	146
Tableau VI.7: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	148
Tableau VI.8: Vérification des contraintes en travée.....	151
Tableau VI.9: Vérification des contraintes en appui.....	152
Tableau VI.10: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	162
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>	
Tableau VII.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	167
Tableau VII. 1: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	167
Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée dans le sens x.....	175
Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée dans le sens y.....	176
Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis dans le sens x.....	177
Tableau VII.6: Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y).....	178



# Liste des symboles

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

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

# INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement important et très rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent et le risque sismique qui est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, qui dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...), dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objectif de ce travail est d'étudier un bâtiment en R+6 à usage multiple contreventé par un système mixte, implanté dans la wilaya de Tissemsilt qui est classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien 99 modifié.

Cette étude se compose de 7 chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement des éléments non structuraux. Ensuite, au deuxième chapitre, concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

Au troisième chapitre nous avons étudié les planchers de notre structure. Dans le quatrième chapitre nous avons basé sur l'étude sismique de la structure qui a été modélisée par le logiciel ETABS V9.7.4 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. Au cinquième chapitre on a dimensionné les éléments structuraux. Pour le chapitre suivant (Chapitre six) on a étudié l'infrastructure à savoir le choix de la fondation, dimensionnement et le ferrailage. En fin de cette étude, une conclusion générale qui résumé le travail de ce projet.

**Chapitre I :**

***Présentation de l'ouvrage et  
hypothèses de calcul***

## **I.1.Présentation de l'ouvrage**

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerciale et d'habitation) implanté à la wilaya de Tissemsilt, qui est composé d'un Rez de chaussée plus six étages, le RDC pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

## **I.2. Données du site**

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya de Tissemsilt est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 21,76 m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone II-a) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

## **I.3.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)**

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

### ***a) Dimensions en élévation***

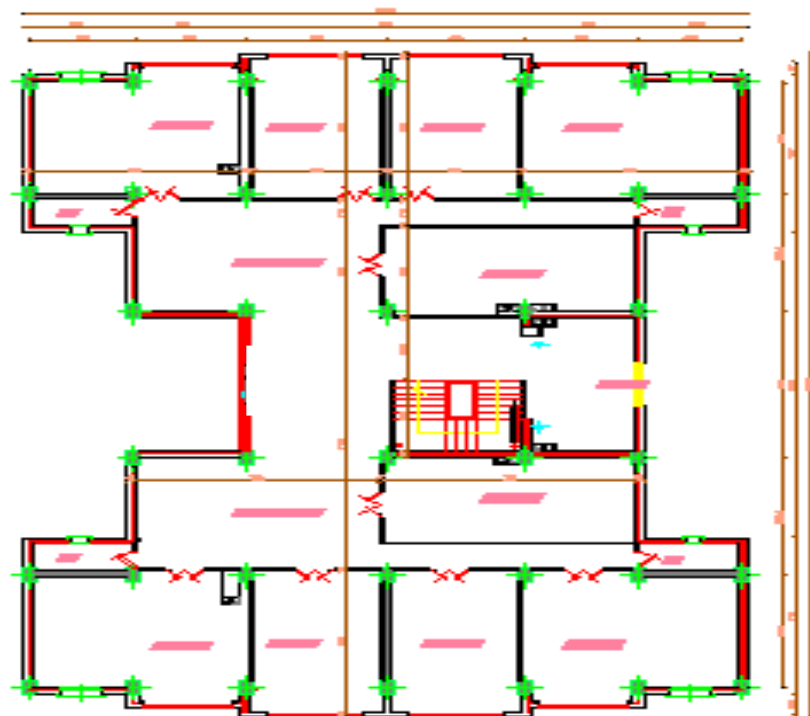
- hauteur totale de : 21,76 m à partir de RDC ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,40 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.



*Figure I.1 :plan élévation.*

*b) Dimensions en plan*

- La longueur en plan : 30,10m.
- La largeur en plan : 21,60m.



*Figure I.2 : Vue en plan.*

## I.4. Ossature et système constructif adopté

### I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

### I.4.2. Les Plancher

- Il existe deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux (16+5) cm.
- ✓ Plancher à dalle pleine (ép=15) cm.

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.



*Figure I.3 : Plancher à corps creux.*

### I.4.3. Maçonnerie

#### a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

#### b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour la séparation.





**Figure I.4 :** Brique creuse.

#### **I.4.4. Revêtement**

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

#### **I.4.5. Isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois, qui compose se dernier et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

- A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

#### **I.4.6. Terrasse**

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

#### **I.4.7. Escaliers**

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un avec deux volées et paliers inter étage.

#### **I.4.8. Voiles**

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

#### **I.4.9. Balcon**

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

#### **I.4.10. Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

### **I.5. Caractéristiques géotechniques du sol**

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est :  $\delta_{sol} = 1,90$  bars ;
- Le poids volumique de terre :  $\gamma = 18$ KN/m<sup>3</sup> ;
- Le site est considéré comme meuble(S<sub>3</sub>).

### **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### **I.6.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

#### **a) Les matériaux composant le béton**

##### **➤ Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

##### **➤ Granulats**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

##### **➤ Sables**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### **➤ Gravier**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

## b) Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

### ➤ Économie

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.

### ➤ Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

### ➤ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour ( $f_{c28}$ ) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm<sup>2</sup>.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

➤ **Résistance caractéristique à la traction**

Cette résistance est définie par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

➤ **Contrainte limite**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (ELU)**

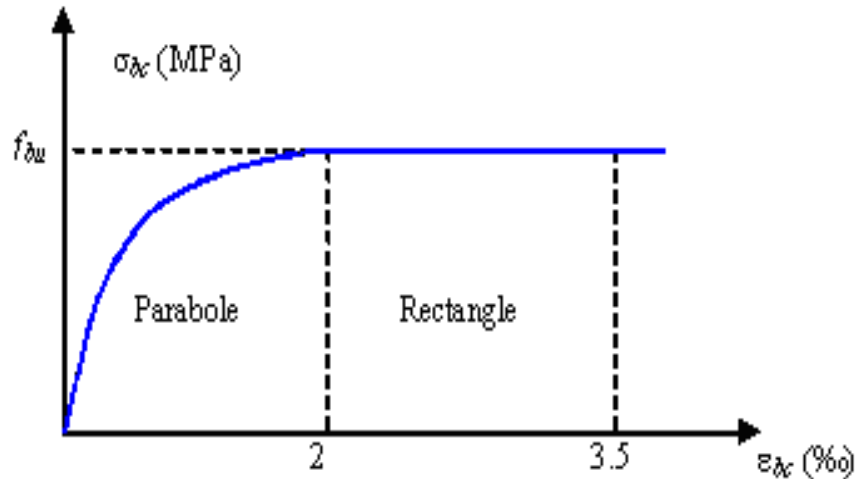
Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$



**Figure I. 5 :** Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression } f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} ;$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

#### ➤ État limite de service (ELS)

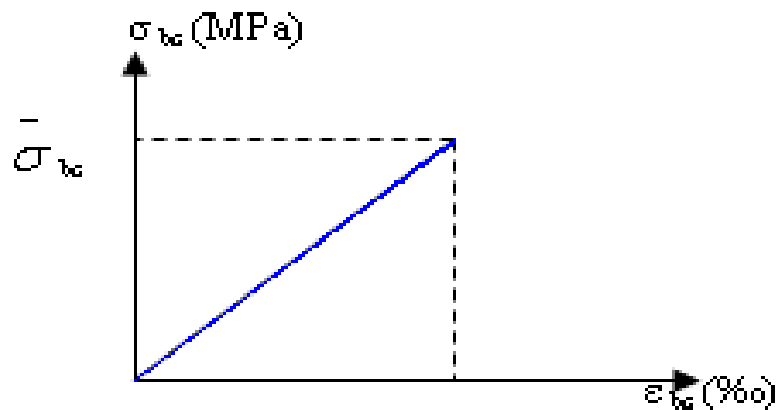
C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$



**Figure I.6 :** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

➤ **Contrainte admissible de cisaillement**

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$  Fissuration peu préjudiciable ;

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

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

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

➤ **Modules de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

➤ **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

➤ **Module de déformation différé**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_v$  est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec : } E_v \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

### ➤ Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

### *Aciers de construction*

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 5$  mm pour les dalles.

### *Diagramme déformation- contrainte*

$$\sigma_s = f(\epsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

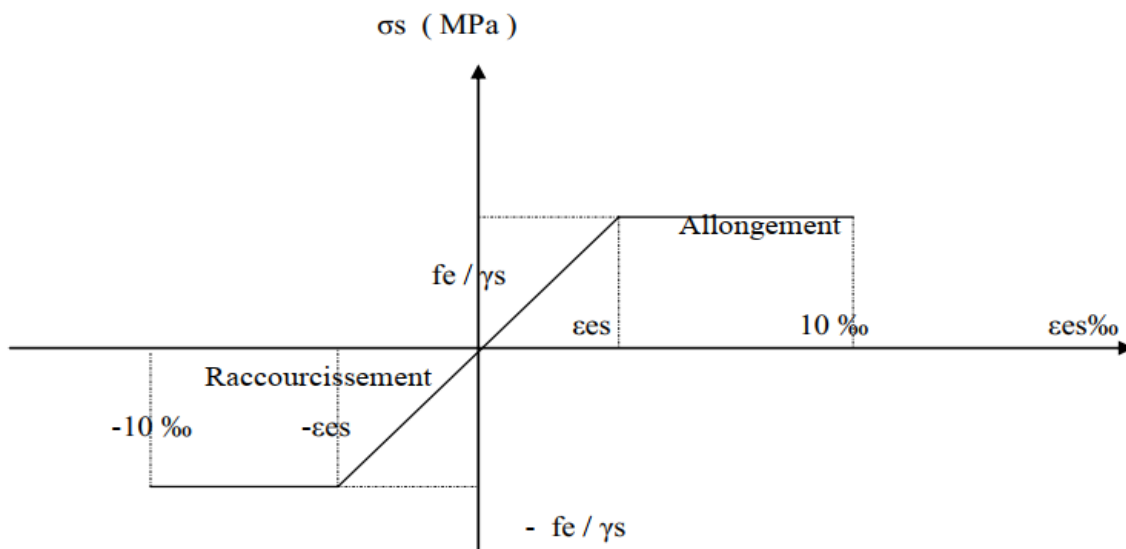


Figure I.7 : Diagramme déformation contraintes-déformations.

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  [ MPa].

➤ **Contrainte de calcul àELUR**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la Figure I.3.

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$



### ➤ État limite de service à ELS

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa.

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

### ➤ Allongement de rupture

$\varepsilon_s$  = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

## I.7. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

### I.7.1. États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

### I.7.2. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

### I.7.3. Règles des trois pivots

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

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

**Tableau I.1:** Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

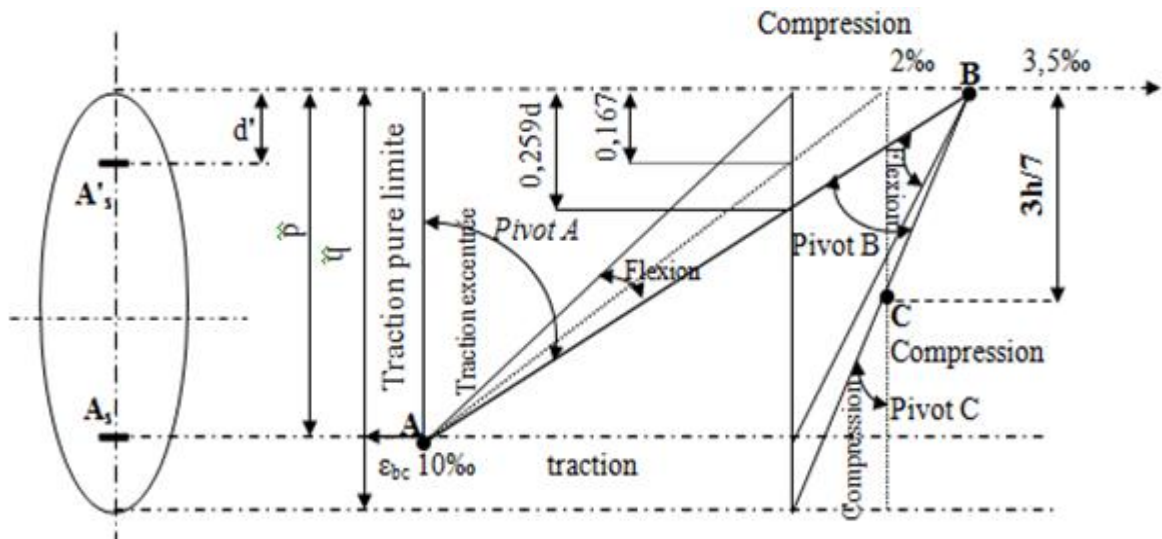


Figure I.8: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

### I.8.1. États limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

#### I.8.2. Hypothèses de calcul à E.L.S

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

### **I.8.3. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

#### **a. Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »**

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### **b. Les combinaisons de calcul à l'état limites service de résistance**

$$P5 = G$$

G : Charge permanente.

Avec : Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

### **I.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet à partir de la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

## **Chapitre II :**

# ***Pré dimensionnement et Evaluation des Charges et des Surcharges***

## II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire de ces derniers selon les règles du BAEL91 et le RPA 99 version 2003.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être changés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

## II.2. Pré dimensionnement du plancher

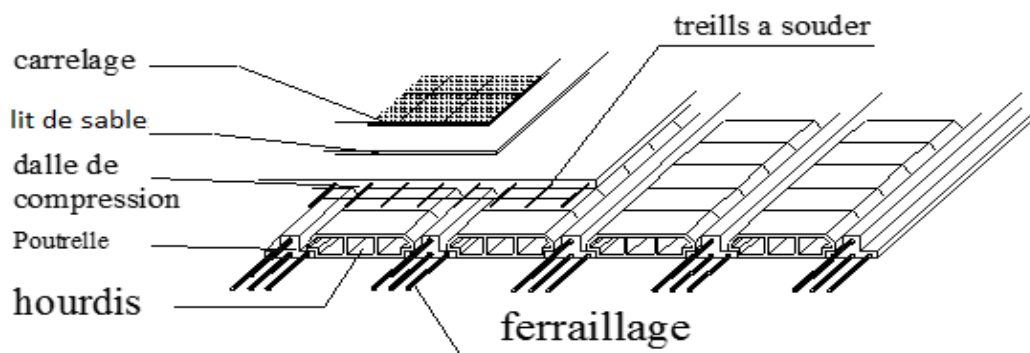
C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, murs, voiles, poutres...).

L'épaisseur des dalles dépend généralement des conditions d'utilisation et de résistance. Dans ce projet, on a opté pour un plancher à Corps Creux.

### II.2.1 Planchers a corps-creux

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

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



*Figure II.1 : Dalle en corps creux.*

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ( $L_{\max}=4.6$  m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

D'après BAEL l'épaisseur de plancher est conditionnée par :

### 1. La condition de la flèche

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \leftrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \text{ donc } h_t \geq 16\text{cm}$$

On prend :  $ht= 20$  cm tel que :

- 16 cm : la hauteur de corps creux.
- 4cm : la hauteur de la dalle de compression  $h_0$ .

### 2. Résistance au feu

- $e = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu ( $e$  : épaisseur de corps creux).
- $e = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e=15$  cm : pour quatre (03) heures de coup de feu

### 3. Isolation phonique

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ( $e \geq 16$  cm)

#### II.2.2. Les poutrelles (les nervures)

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

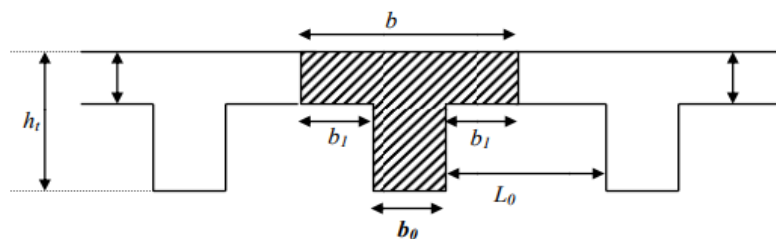


Figure II.2 :Plancher corps creux

$b_0$  : largeur de la nervure.

$h$  : hauteur de la section.

$b$  : largeur de la table de compression.

❖ **D'après BAEL**

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6.33 \leq b_0 \leq 10$$

On prend :  $b_0=10\text{cm}$

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

Le corps Creux utilisé pour ce plancher :  $l_{our} = 55 \text{ cm}$ .

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{our}}{2} \text{ cm} \\ \frac{Lx}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$L$  : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{665}{10} = 66.5 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

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

$$b = 2 \times 27.5 + 10$$

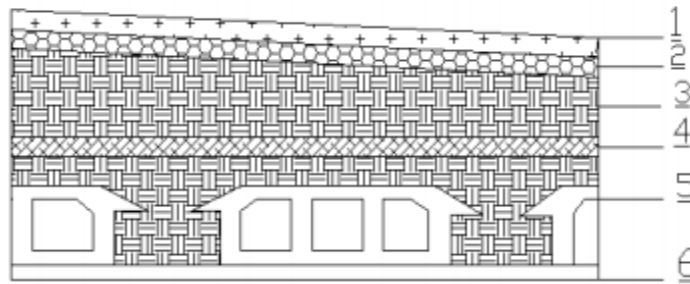
$$b = 65 \text{ cm}$$

### II.3.Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges qui sont évaluées selon D.T.R.B.C.22, elle désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs), ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.



**II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible)**



**Figure II.3 : Plancher terrasse.**

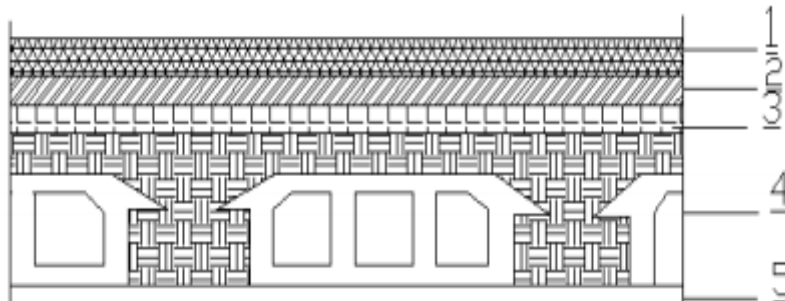
**Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux**

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente surfacique KN/m <sup>2</sup>
1 Protection en gravillon	5	17	$0.05 \times 17 = 0.85$
2 Etanchéité multicouche	2	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
3 Béton de pente	10	22	$0.1 \times 22 = 2.2$
4 Isolation thermique	4	3	$0.04 \times 3 = 0.12$
5 Cops creux +dalle de Compression	20		2.85
6 Enduit de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale			G = 6.34 K N/m <sup>2</sup>

$G = 6.34 \text{ KN/m}^2$

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

**II.3.2. plancher étage courant :( habitation)**



**Figure II.4 : plancher étage courant.**

**Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant**

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
1	Cloisons	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Lit de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
5	Corps creux + dalle de Compression	20		2.85
6	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.20$
Totale				$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation				$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

### II.3.3. maçonnerie

#### a) Murs extérieurs

**Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur**

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente KN/m <sup>2</sup>
1	Brique creuse	10	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
2	Brique creuse	15	9	$0.15 \times 9 = 1.35$
3	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
4	Enduite de plâtre	2	10	$0.02 \times 10 = 0.2$
Totale				$G = 2.81 \text{ KN/m}^2$

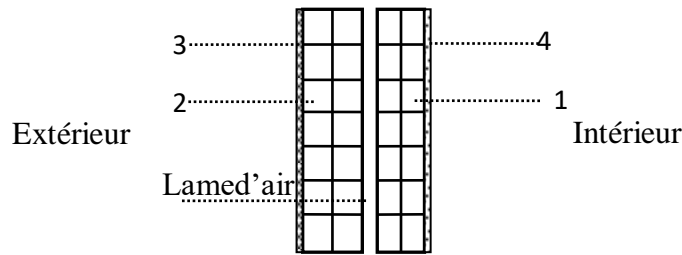


Figure II.5 : remplissage extérieur.

**b) Cloison intérieures**

**Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur**

Enduit extérieur (1,5cm)	$0.015 \times 10 = 0.15 \text{KN/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0.10 \times 9 = 0.9 \text{KN/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0.15 \times 18 = 2.7 \text{KN/m}^2$
Total	$G = 3.75 \text{KN/m}^2$

**II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux**

**II.4.1. Les poutres**

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui a pour rôle de transmettre les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les constructions en Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91, tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

**1. D'après le BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec :

L max : la distance maximale entre nu de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

**2. D'après le RPA 99 pour la zone IIa**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**II.4.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales**

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 665 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{665}{15} \leq h \leq \frac{665}{10} \quad \Rightarrow \quad 44.33 \text{ cm} < h < 66.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 50 cm

La largeur b comprise entre 0.3 h et 0.7 h d'où :

$$0.3(50) < b < 0.7(50) \quad \Rightarrow \quad 15 \text{ cm} < b < 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales, on prend : b = 30.

✓ **Vérification RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1.33 < 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section des poutres transversales (poutre principales) comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2.$$

**II.4.1.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires**

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$L_{\max} = 4.15 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

La largeur  $b$  est comprise entre  $0.3 h$  et  $0.7 h$ , donc :

$$0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

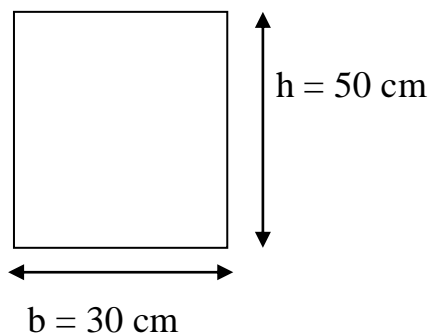
Pour des raisons architecturales, on prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

✓ **Vérification RPA 99 :**

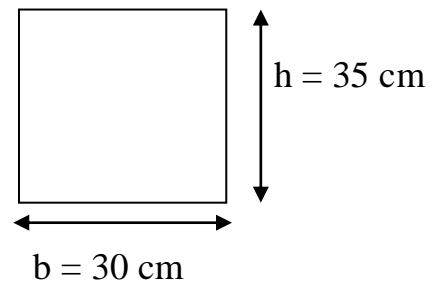
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 < 4 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées d'où on prend la section de poutre secondaire comme suit :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$



**Poutre Principale**



**Poutre Secondaire**

**II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui va reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. On détermine l'effort  $N_u$  qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u$$

$N_u$  : L'effort normal ultime

$\bar{N}_u$  : Capacité de résistance ultime

Les poteaux sont généralement dimensionnées par :

- ✓ la condition de non flambement
- ✓ les conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est celui le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va le déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suite :

Niveau	Dimension de poteau (cm <sup>2</sup> )
RDC	40x60
Etage courant	40x60

### II.4.3. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol support.

- **La loi de dégression :**

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges selon (DTR BC 2-2Page16) est comme suit :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse	$Q_0$
Sous dernier étage	$Q_0 + Q_1$

- Sous étage
- Immédiatement inférieure (étage 2)...  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- (étage 3)...  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage 4)...  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+ Q_3)$
- (étage n)...  $Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_n)$
- Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

**Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations**

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	$\Sigma$ des charges d'exploitations	$\Sigma$ des charges d'exploitations (kN/m <sup>2</sup> )
P6	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_{0+3}=Q_0$	1
P5	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P4	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P3	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P2	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P1	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
PRDC	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_5=Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75

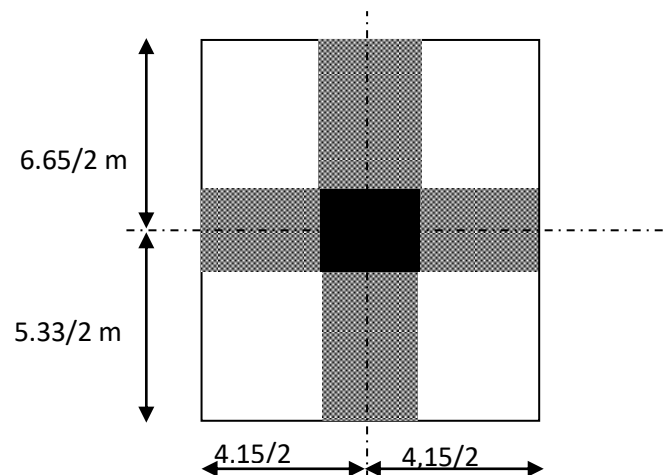
❖ **Le poteau le plus sollicité (C20) :**

**1.Surface reprise par le poteau à chaque étage :**

Soit S La surface supportée par le poteau (C,5)

$$SQ = \left(\frac{6.65}{2} + \frac{5.33}{2}\right) \times \left(\frac{4.15}{2} + \frac{4.15}{2}\right) = 24.85m^2$$

$$Sg=(3.33+2.37) \times (1.88+1.88)=9.46m^2$$



**2.la longueur de la poutre principale et secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{pp} = 3.33 + 2.37 = 5.70 \text{ m} \\ l_{ps} = 1.88 + 1.88 = 3.76 \text{ m} \end{array} \right.$$

**a) Poids des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible :  $G_T \times S_g = 6.34 \times 9.46 = 59.98 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) :  $G_{\text{étage}} \times S_g = 5.11 \times 9.46 = 48.34 \text{ KN}$

**b) Poids des poutres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 5.70 * 0.3 * 0.5 * 25 = 21.38 \text{ KN} \\ G_{ps} = l_{ps} * b * h * \gamma_b = 3.76 * 0.3 * 0.35 * 25 = 9.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

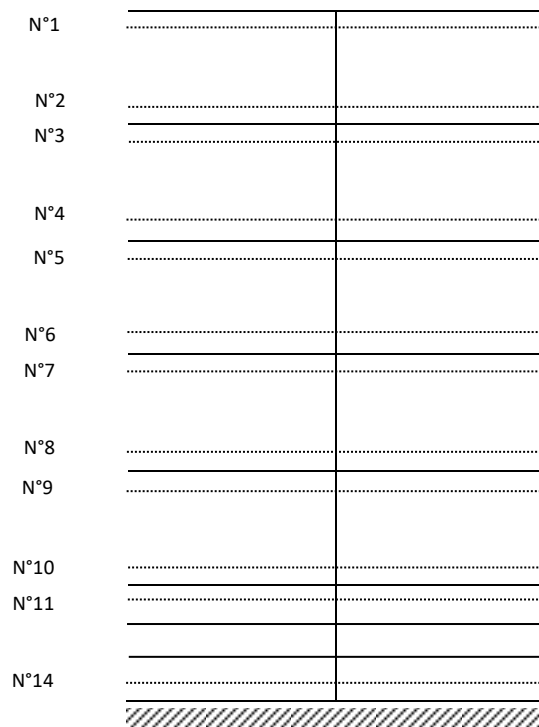




Tableau II.6 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.

ION	SECT	Elément	$G_i$ (KN)	$\sum G_i$ (KN)	$\sum Q_i$ (KN)
N1		-Plancher terrasse : $G_T * S_g = 6.34 * 9.46$	59.98	91.23	24.85*1=24.85
		-Poutre secondaire: $G_{ps} = l_{pS} * b * h * \gamma_b$ $= 3.76 * 0.3 * 0.35 * 25$	9.87		
		-Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b$ $= 5.70 * 0.3 * 0.5 * 25$	21.38		
N2		- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.06 * 0.4 * 0.6 * 25$	91.23 18.36	109.59	24.85
N3		- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	109.59. 9.87 21.38	189.18	24.85+24.85*2.5 =86.98
N4		- Venant : N 3  Poids propre du poteau	189.18 18.36	207.54	86.98
N5		- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	207.54 48.34 9.87 21.38	287.13	86.98 +24.85*3.85= 182.64
N6		- Venant : N 5  Poids propre du poteau	287.13 18.36	305.49	182.64 182.64+24.85*

N7	- Venant : N 6 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	305.49 48.34 9.87 21.38	385.08	5.05=308.13
N8	- Venant : N 7 Poids propre du poteau	385.08 18.36	403.44	308.13
N9	- Venant : N 8 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	403.44 48.34 9.87 21.38	483.03	308.13+24.85*6.1 0=459.72
N10	- Venant : N 9 Poids propre du poteau	483.03 18.36	501.39	459.72
N11	- Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	501.39 48.34 9.87 21.38	580.98	459.72+24.84*7.0 0= 633.67
N12	- Venant : N 11 Poids propre du poteau	580.98 18.36	599.34	633.67
N13	Venant : N 10 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	599.34 48.34 9.87 21.38	678.93	633.67+24.84* 7.75= 826.26
<b>N14</b>	Venant : N 11 Poids propre du poteau $G_{pot} = 3.4 * 0.4 * 0.6 * 25$	678.93 20.4	<b>699.3</b> <b>3</b>	<b>826.26</b>

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91**.

- **Pour le RDC**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 699.33 + 1.5 \times 826.26 = \mathbf{2183.49 \text{ KN}}$$

$$N_s = G + Q = 1525.59 \text{ kn}$$

$$N_u = 2183.49 \times 1.1 \Rightarrow N_u = 2401.84 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1525.59 \times 1.1 \Rightarrow N_{ser} = 1678.15 \text{ KN}$$

➤ **vérification de la section du poteau**

**a. Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

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

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression)
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
 
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.  $l_f = 0.7 \times h_0$  avec :  $h_0 = 3.4$
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ).....situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

- $A_s$ : Section d'acier comprimée. On prend  $A_s = 0.8\% \times Br$ . Selon le "Le RPA 99 version 2003".....Zone IIa

donc:

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

- $Br$ : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :  $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

Il faut vérifier que :

$$Br \geq Br_{cal} = \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.8 \times fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Les résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC et celles les poteaux de l'étage courant sont représentées dans les tableaux II.7 et 8.

**Tableau II.7 :** Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux du RDC.

$L_f$ (m)	$N_u$ (kn)	$i$ (m)	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	a	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calc	$Br > B_r$ cal
2.38	2401.84	0.17	14	Condition vérifiée	0.82	0.96	0.13	Vérifie

**Tableau II.8 :** Résultats de la vérification au flambement pour les poteaux de l'étage courant.

$L_f$ (m)	$N_u$ (kn)	$i$ (m)	$\lambda$	$\lambda \leq 50$	a	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ calc	$Br > B_r$ cal
2.142	2401.84	0.17	13	Condition vérifié	0.83	0.96	0.13	vérifier

**b. Vérification selon RPA :**

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- Pour le RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- Pour un étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,67 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm <sup>2</sup> )
RDC	40x60
Etage courant	40x60

#### II.4.4. Pré dimensionnement du voile

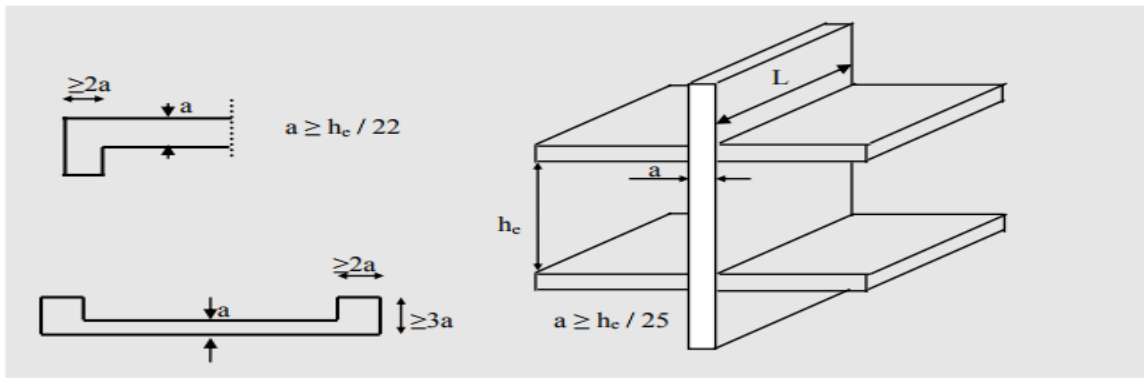
Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont considérer comme des éléments satisfaisant à la condition suivante de RPA99V2003 :  $L \geq 4a$

Telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseurs minimale du voile (a min =15cm).

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



**Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles**

- **Pour RDC:**

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 340$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{340}{25} = 13.6 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{340}{22} = 15.45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq (13.6 \text{ cm} ; 15.45 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

- **Pour les restes des étages :**

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22). \quad h_e = 306$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.91 \text{ cm} \end{cases} \quad a \geq (12.24 \text{ cm} ; 13.91 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

L'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : **a = 20 cm**

## II.5 Conclusion

On a basé dans ce chapitre sur le pré dimensionnement des éléments principaux de notre projet à l'aide des différents règlements tels que le règlement parasismique algérien RPA99 modifié et le BAEL91. Ce chapitre est considéré comme une étape essentielle qui nous permet par la suite d'entamer d'autres chapitres.

## **Chapitre III :**

### ***Calcul des éléments secondaires***

### III.1. INTRODUCTION SUR LES ELEMENTS SECONDAIRES

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement. 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. l'acrotère

#### III.2.1.Introduction

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

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

Il a pour rôle de :

- Protéger l'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

#### III.2.2.Principe de calcul

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



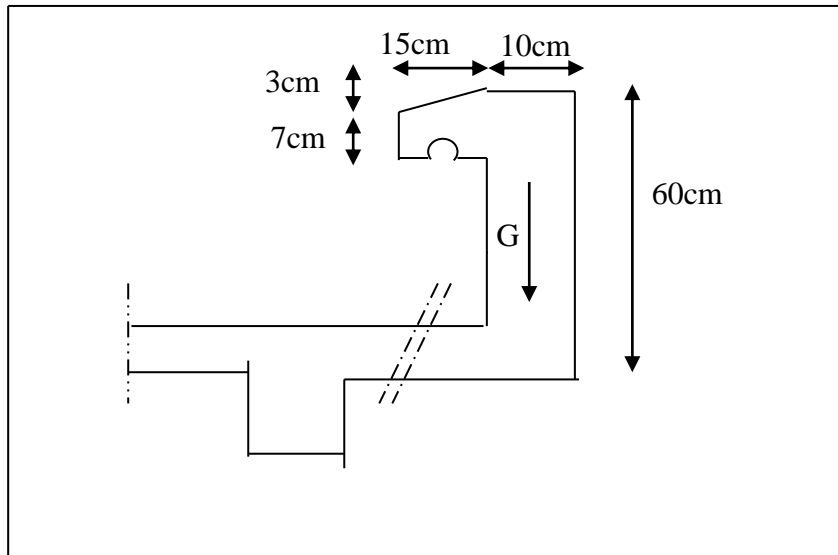


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

### III.2.3. Evaluation des charges

#### a) charge permanente

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1)/2 + 0.07 \times 0.1] \Rightarrow S = 0.0732 \text{ m}^2$$

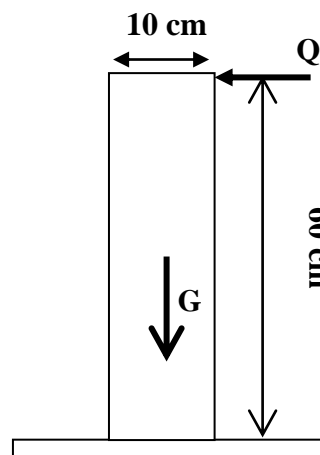


Figure III.2 : Evaluation des charges

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

#### b) Surcharge d'exploitation :

la main courante de personne  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**c) Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$  ..... **A**: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ .....**C<sub>P</sub>**: facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.837 \text{ KN/ml}$ .....**W<sub>P</sub>**: poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.837 \quad \Rightarrow \quad F_P = \mathbf{0.88 \text{ KN/ml}}$$

• **Pour G** :  $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

• **Pour Q** :  $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

• **Pour F<sub>p</sub>** :  $N_{F_p} = 0$

$$M_{F_p} = 0.6 \times 0.88 = 0.528 \text{ KN/ml}$$

$$T_{F_p} = F_p = 0.88 \text{ KN/ml}$$

On a :  $F_p \leq Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre :  $N_G = 1.837 \text{ KN/ml}$
- Surcharges :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_E = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant :  $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

**III.2.4. Evaluation des sollicitations****• Etat limite ultime**

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.837 = 2.48 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1.837 \text{ KN}$$

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

$$T_{\text{ser}} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

- **Vérification de non flambement**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$L_f$ : la longueur de flambement.

$a$ : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$ : l'élancement.

$e_0$ : l'excentricité du noyau central.

$e_1$ : l'excentricité du premier ordre

$$L_f = 2.L_0$$

$$= 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = \mathbf{1.2 \text{ m}}$$

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

$$= \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = \mathbf{41.57}$$

➤ **L'excentricité**

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = \mathbf{1.7 \text{ cm}}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.48} = 0.36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_1 = \mathbf{36 \text{ cm}}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\text{max}} = \text{Max}((50, \min(100, e_1/a)) \text{ cm}$$

$$= \text{Max}((50, \min(100, 0.36/0.1)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = \mathbf{50}$$

on a :  $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{\text{max}} = \mathbf{50}$  donc : pas de risque de flambement.

➤ **L'excentricité totale de calcul**

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left( 2\text{cm}, \frac{l}{250} \right)$$

$$= \text{Max} \left( 2\text{cm}, \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = \mathbf{2\text{cm.}}$$

$$e_2 = (3 \times \frac{L_f^2}{10000 \times h})(2 + a \cdot \varphi)$$

$\alpha = 0$  car : G ne crée aucun moment.

$$\varphi = 2$$

$$\text{Donc : } e_2 = (3 \times \frac{(1.2)^2}{10000 \times 0.1}) \times 2 \Rightarrow e_2 = \mathbf{0.86 \text{ cm}}$$

Alors :  $e = e_a + e_1 + e_2$

$$= 2 + 36 + 0.86 \Rightarrow e = \mathbf{38.58 \text{ cm}}$$

• **Calcul du coefficient de majoration : ( $\delta_f$ )**

$$\delta_f = \begin{cases} \min(1 + 0.15(\lambda/35)^2 (a/e_0), 1.4) & \dots \text{si : } e_0/h > 0.75 \\ 1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 & \dots \text{si : } e_0/h \leq 0.75 \end{cases}$$

•  $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = \mathbf{41.57}$

•  $e_1/a = 3.6 > 0.75$

Donc:  $\delta_f = \min [1.4 ; 1 + 0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)]$

$$= \min [1.4 ; 1 + 0.15(41.57/35)^2 \times (0.1/0.36)]$$

$$= \min [1.4 ; 1.059]$$

Alors :  $\delta_f = 1.059$

### III.2.5 Ferrailage

❖ **Calcul à l'ELU** : Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

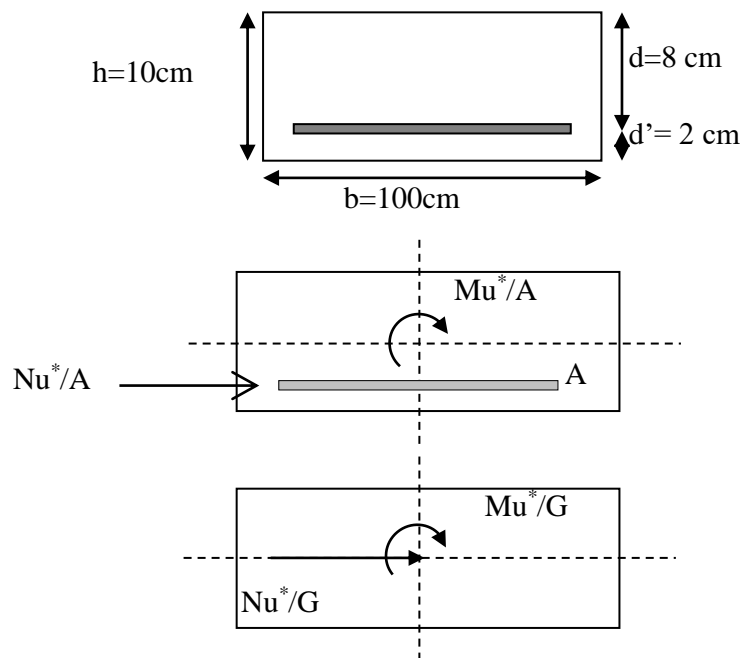


Figure III.3 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère.

### Les sollicitations majorées

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 2.48 = \mathbf{2.626 \text{ KN}}$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a) = 2.626 (0.36 + 0.02) = \mathbf{0.99 \text{ KN.m}}$$

#### ➤ Évaluation des moments au niveau des armatures tendues

$$M_{UA}^* = M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.99 + 2.48 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{UA}^* = \mathbf{1.064 \text{ KN.m}}$$

#### ➤ Calcul à la flexion simple

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

#### ➤ Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{1.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = \mathbf{0.012}$$

$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$  pas d'acier comprimé.

On a le domaine(1),  $\epsilon_s = 1 \%$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2u)}) \Rightarrow \alpha = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 7.95 \text{ cm}$$

$$A_f = M_{UA}^* / Z \times \sigma_s \Rightarrow A_f = 38.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s \Rightarrow A_s = 0,30 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.1 : Calcul de la section des armatures.**

$M_{UA}^*$ (KN/ml)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (m)	$\epsilon_s$ (%)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_f$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)
1.064	0.012	0.015	0.0795	1	348	0.383	0.30

#### ❖ Calcul à l'E.L.S

➤ **Position du centre de pression :**  $N_{ser} = 1.837 \text{ KN}$

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

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.837 = 0.32 \text{ m}$$

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

$$e_s > e_0 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

#### ➤ Sollicitations majorées

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 1.837 = 1.945 \text{ KN}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 0.6) + (1.945 \times 0.02) = 0.67 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Le moment fictif

$$M_{serA}^* = M_{serG}^* + N_{ser}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0.67 + 1.945 (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_{serA}^* = 0.728 \text{ KN.m}$$

#### - Calcul au flexion simple

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite de service  $M_1$  :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = \mathbf{0.0195 \text{ KN.m}}$$

$M_{serA}^* < M_1$  ( pas d'armature comprimée  $A' = 0$  ).

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = \mathbf{0.067 \text{ m}}$$

$$A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.728 / (0.067 \times 240) = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

Calcul à la flexion composée:

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.45 \cdot 10^{-4} - (1.945/240)$$

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

Mais:  $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}]$

➤ **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}$$

Alors :  $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}]$

$$= \text{Max} [0.30, 0.36, 0.966] \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.966 \text{ cm}^2}$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 / ml** .....  $\mathbf{A_s = 2.01 \text{ cm}^2}$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1.5 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = 0.0015 / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min ( 0.15 f_{c28} / \gamma_b , 3 \text{ MPa} )$$

$$= \min ( 2.5 \text{ Mpa} , 3 \text{ MPa} ) \Rightarrow \mathbf{\tau_u' = 2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bu}}$  et  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma}_{bu} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K.Y_{ser}$$

$$K = N_{ser}/I.Y \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

➤ **Position du centre de pression (C)**

**C** : c'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub>** : la distance de l'axe neutre au centre de pression.

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

$$C = h/2 - e_0 = 0.1/2 - 0.6/1.837 \Rightarrow C = -0.276 \text{ m}$$

$C < 0 \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

➤ **Calcul de la solution**

**Y<sub>c</sub>** : c'est la solution d'équation.

$$Y_c^3 + p.Y_c + q = 0$$

$$p = -3C^2 - (C - d).(6n \frac{A'}{B}) + (d - C)(6n \frac{A}{B})$$

$$q = -2C^3 - (C - d)^2.(6n \frac{A'}{B}) + (d - C)^2(6n \frac{A}{B}) \quad ; \quad A' = 0$$

$$\text{Donc : } p = -3C^2 - (C - d).(6n \frac{A}{B}) = -0.222 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - (C - d)^2.(6n \frac{A}{B}) = -0.0397 \text{ m}^2$$

$$\text{L'équation devient : } Y_c^3 - 0.212 Y_c + 0.0363 = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4.p^3/27 \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

$$= (0.0363)^2 + 4.(-0.212)^3/27$$

$$= -0.0000448$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul : } \cos \varphi = \frac{3.q}{2.p} \sqrt{\frac{-3}{p}}$$

$$\cos \varphi = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.40^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 0.5446 \text{ m}$$

les solution des équation sont :

$$Y_1 = a.\cos(\varphi/3) = 0.298 \text{ m.}$$



$$Y_2 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 0.543 \text{ m.}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 0.245 \text{ m.}$$

On choisit la solution qui convient parmi les (3) solutions.

Soit :

$$Y_1 = Y_c = 0.298 \text{ m.}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_1 = C = 2.2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2.2 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section totale homogène (I)**

$$I = b \cdot Y_s^3 + 15 \cdot A_s (d - Y_s)^2 \quad \Rightarrow I = 2.079 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = (N_s / I) \cdot Y_c \Rightarrow K = 26331.217 \text{ m}^{-3}$$

$$\sigma_b = K \cdot Y_{\text{ser}} = 26331.217 \times 0.022 \quad \Rightarrow \sigma_b = 0.579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.579 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bu}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Vérification à la fissuration**

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y_c) \quad \Rightarrow \sigma_s = 22.908 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = 22.908 \text{ MPa} \leq \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.**

$$\text{L'espaceur : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Croquis de ferrailage**

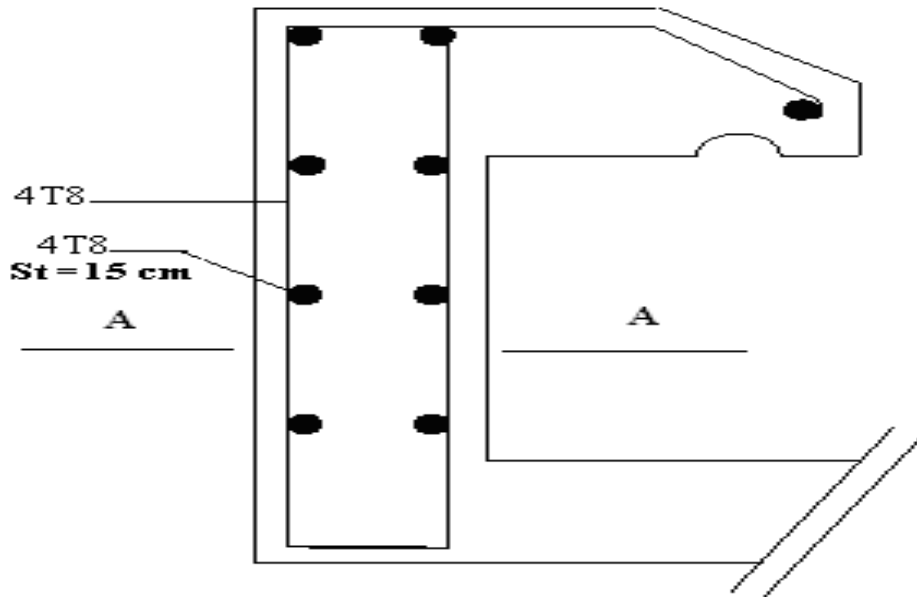
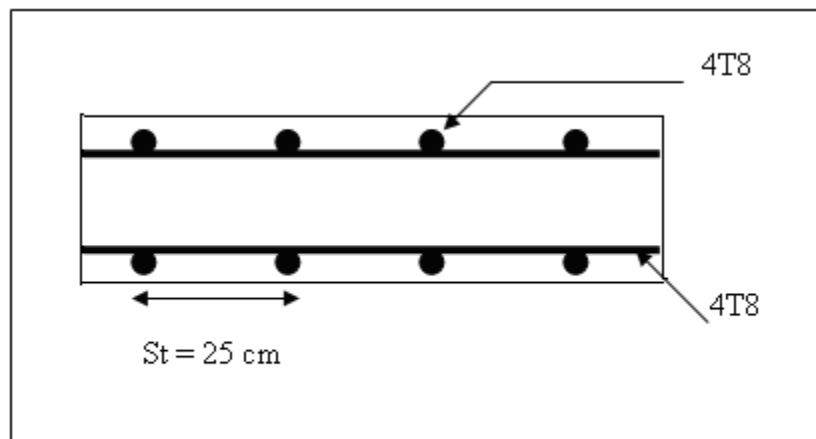


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.



Coupe A-A

Figure III.5 : coupe A-A de l'acrotère.

### III.3. Etude d'escalier

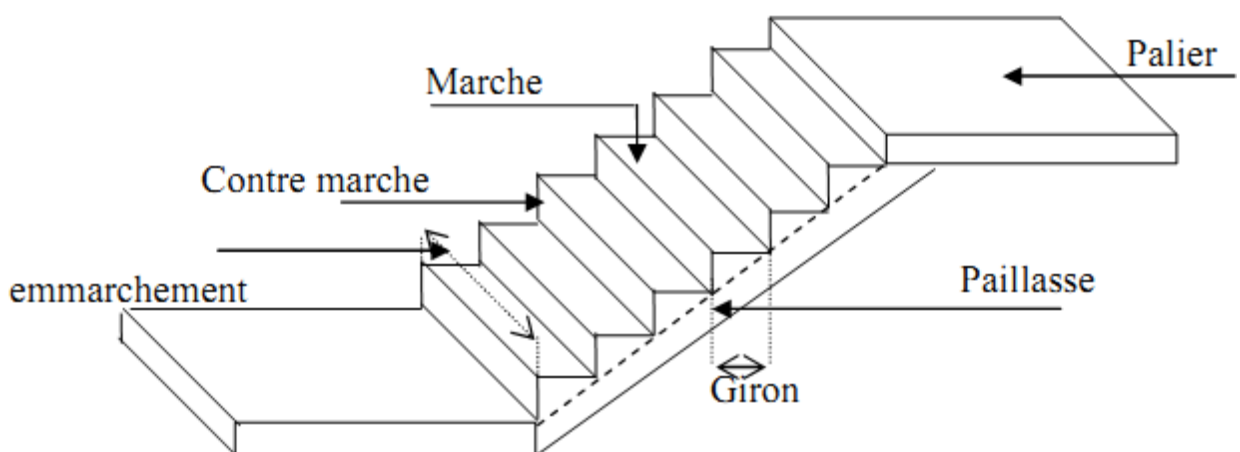
#### III.3.1 Introduction

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

#### III.3.2. Description

L'escalier se compose généralement par:

- **Emmarchement** : La largeur praticable de l'escalier qui correspond à la grande dimension de la marche.
- **Hauteur de marche** : Distance verticale séparant le dessus des deux marches successives (16cm à 21cm).
- **Giron** : Distance horizontale entre deux nez de deux marches successives (25cm à 32cm).
- **Marche** : Surface sur laquelle le poids se pose.
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche inférieur à 20mm.
- **Palier** : Plan horizontal plus large, si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment.
- **Volée** : Ensemble des marches successives.
- **Ligne de foulée** : Ligne théorique représentant le parcours usuel.
- **Paillasse** : Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.



*Figure III.6 : Schéma de l'escalier.*

### III.3.3. Dimensions de l'escalier

Dans notre projet il existe deux types d'escaliers

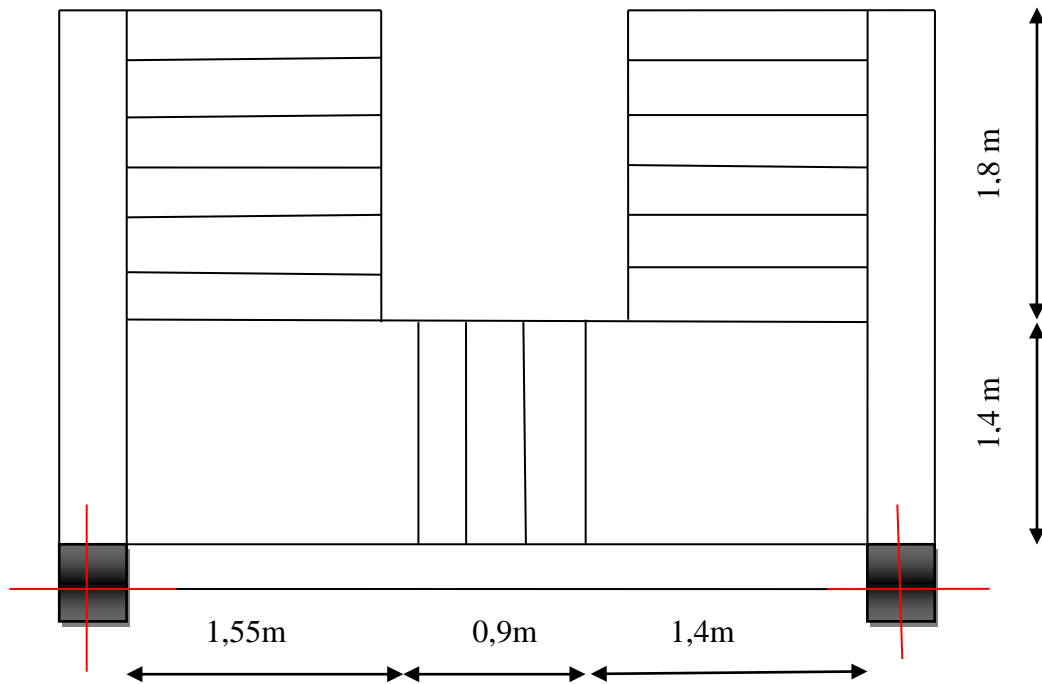


Figure III.7: Dimension des escaliers

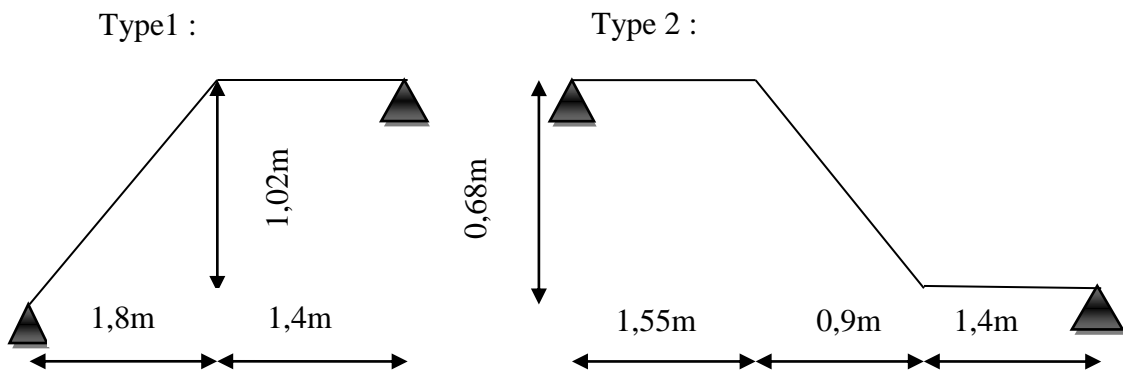


Figure III.8: schéma statique de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Avec:**

h: hauteur de la marche (contre marche),

g: largeur de la marche,

On prend  $2h+g = 64 \text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=he/2$ )

n : nombre de contre marches

L: projection horizontale de la longueur total du volée:  $L = (n - 1)g$

### III.3.4. Etude l'escalier (Type 1)

#### a) Dimensionnement

##### a.1) Marches et contre marches

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a: } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (1)$$

$$\text{Avec: } m=64 \quad \text{et } H= 102 \text{ cm} \quad \text{et } L= 180 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 180) n + 2 \times 102 = 0$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient: } 64n^2 - 448n + 204 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 448^2 - 4 \times 64 \times 204 = 148480$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{148480} = 385,33$$

$$n = \frac{448 + 385,33}{2 \times 64} = 7$$

on adopte  $n = 7$  nombre de contre marche .

Donc : le nombre de marche  $n-1= 6$  marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30\text{cm. et } h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}$$

**D' après la formule de BLONDEL on a:**

$$59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**a.2)Epaisseur de paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{180} = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,54 \rightarrow \cos \alpha = 0,870^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{180}{0,870} = 206,89\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 6,89\text{cm} \leq e \leq 10,34\text{cm}$$

On prende = **12cm.**

**a.3)Epaisseur du palier**

$$e = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,870} = 13,79\text{cm}$$

$$e = 14$$

**b) Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2**

**b.1) Paillasse**

Tableau III.2 : Charges et surcharge du paillasse (Type1).

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (kn / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Carrelage vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Mortier de pose horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
4	Mortier de pose vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
5	Poids propre de marche (17/2)	/	/	$(17/2) \times 25 = 2.125$
6	Poids de paillasse (e.25.1m.cos $\alpha$ )	/	/	$0.12 \times 25 \times 1 \times 0.870 = 2,61$
7	Enduit de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
8	Garde-corps			0.40
<b>Total G</b>				<b>6,69</b>
<b>Total Q</b>				<b>2.50</b>

## b.2) La palier

Tableau III.3 : Charges et surcharge du palier (Type1).

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
3	Poids propre de palier	14	25	$0.14 \times 25 = 3,5$
4	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
<b>Totale G</b>				<b>G = 4,52</b>
<b>Totale Q</b>				<b>Q = 2.5</b>

## c) Combinaisons de charge

Tableau III.4: Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	E.L.U(KN/m <sup>2</sup> ) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m <sup>2</sup> ) G + Q
Paillasse	6,69	2,50	12,78	9,19
Palier	4,52	2,50	9,85	7,02

## III.3.5. Calcul des sollicitations

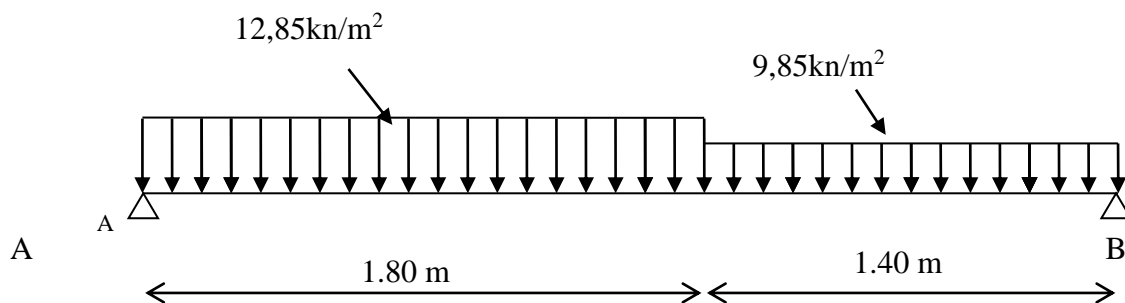


Figure III.9 : Schéma statique a ELU

## Calcul les réactions d'appuis

➤ ELU :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 12,78 \times 1,8 + 9,85 \times 1,4 = 36,79 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3,2 = 9,85 \times 1,4 \times 2,5 + 12,78 \times 1,8 \times 0,9$$

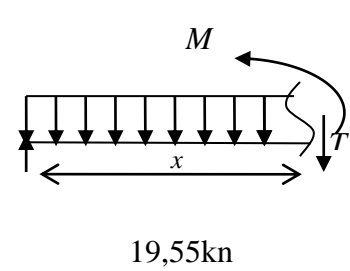
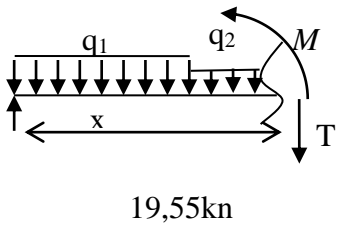
$$R_a = \frac{55,18}{2,4} = 17,24 \text{ kN. m}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_a \times 3,2 = 9,85 \times 1,4 \times 0,7 + 12,78 \times 1,8 \times 2,3$$

$$R_b = \frac{62,56}{2,4} = 19,55 \text{ kN. m}$$



Tableau III.5 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$	 <p>19,55kn</p>	$T(x) = 19,55 - 12,78x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,53 \text{ m}$ $T(0) = R_A = 19,55 \text{ kn}$ $T(1,8) = -3,45 \text{ kn}$	$M(x) = 19,55 \cdot x - 12,78 \cdot \frac{x^2}{2}$ $M(x=1,53) = 14,95$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 14,49 \text{ kn.m}$
$1,8 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$	 <p>19,55kn</p>	$T(x) = -17,24 + 9,85(3,2 - x)$ $x = 1,8 \Rightarrow T(x) = -3,45$ $x = 3,2 \Rightarrow T = -17,24$	$M(x) = -17,24(3,2 - x) - 9,85 \times \frac{(3,2 - x)^2}{2}$ $M(3,2) = 0 \text{ kn.m}$ $M(1,8) = 14,48 \text{ kn.m}$

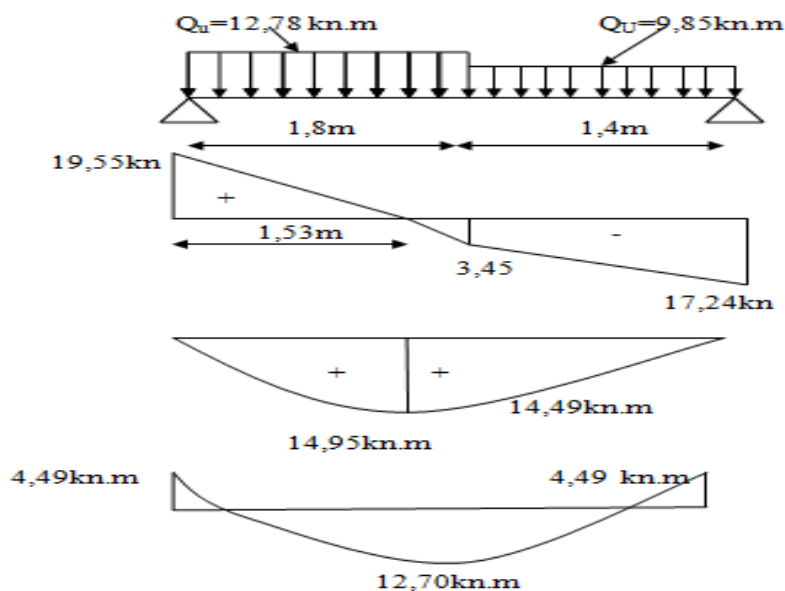


Figure III.10 : Diagrammes moments et efforts tranchant.

Donc:  $M_{\max} = 14,95 \text{ KN.m}$ .

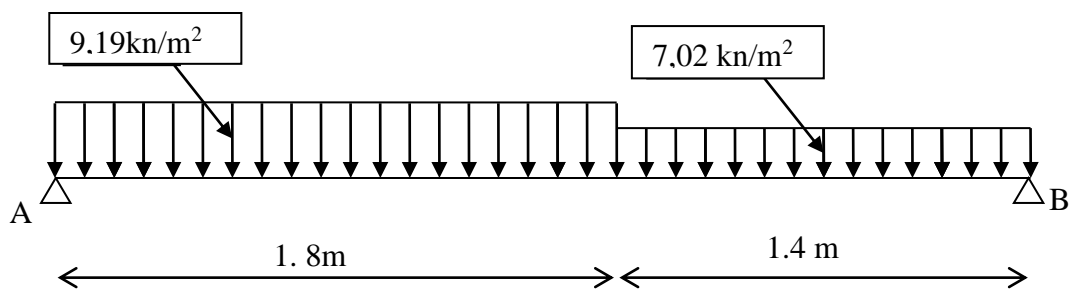
Moment en appui :  $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 14,95 = 4,49 \text{ KN.m}$ .

Moment en travée :  $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 14,95 = 12,70 \text{ KN.m}$ .

$T_{\max} = 19,55 \text{ KN}$ .

**Calcul les réactions d'appuis :**

➤ **ELS:**



*Figure III.11 : Schéma statique a ELS.*

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 9,19 \times 1,8 + 7,02 \times 1,4 = 26,37 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3,2 = 7,02 \times 1,4 \times 2,5 + 9,19 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_B = \frac{39,46}{3,2} = 12,33 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_A \times 3,2 = 7,02 \times 1,4 \times 0,7 + 9,19 \times 1,8 \times 2,3$$

$$R_A = \frac{44,93}{2,4} = 14,04 \text{ KN}$$

Tableau III.6 : Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELS

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$		$T(x) = 14,04 - 9,19x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,53\text{m}$ $X=0 \Rightarrow T(x)=R_A = 14,04$ $X=(1,8) \Rightarrow T(x) = -2,5$	$M(x) = R_A \cdot x - 9,19x^2/2$ $M(x=1,53) = 10,72$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 10,38$
$1,8 \leq x \leq 3,2 \text{ m}$		$T(x) = -12,32 + 7,02(3,2-x)$ $x = 1,8 \Rightarrow T(x) = -2,5$ $x = 3,2 \Rightarrow T = 12,32$	$M(x) = -12,32 \cdot x - 7,02x^2/2$ $M(1,8) = 10,38 \text{ kn.m}$ $M(3,2) = 0 \text{ kn.m}$

**Donc:**  $M_{\max} = 10,72 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 10,72 = 3,22 \text{ KN.m}$ .

Moment en travée :  $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 10,72 = 9,112 \text{ KN.m}$ .

$T_{\max} = 14,04 \text{ KN}$ .

### III.3.6 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage est fait sous une flexion simple. L'escalier travail comme une poutre d'une section  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 9 \text{ cm}$  ;  $c = h - d = 1 \text{ cm}$

❖ **ELU :**

**En travée :**

$$M_t = 12,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,70 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,70 \times 10^6}{348 \times 0,942 \times 90} = 430,46 \text{ mm}^2 = 4,30 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{mm}^2 = 1,087 \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,087 \text{cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = 4,30 \text{cm}^2$

Soit :  $A_a = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79 \text{cm}^2}$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend :  $e = \mathbf{20\text{cm}}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

On prend :  $A_r = \mathbf{4T8} = \mathbf{2,01 \text{cm}^2}$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :** (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**Sur appui :**

$$M_a = 4,49 \text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,49 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,4 \times 10^6}{348 \times 0,980 \times 90} = 146,28 \text{mm}^2 = 1,46 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{mm}^2 = 1,0867 \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,0867 \text{cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 1,46\text{cm}^2$

Soit :  $A_a = 3\text{T}10 = 2,36\text{cm}^2$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2$$

On prend :  $A_r = 2\text{T}8 = 1,01\text{cm}^2$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :** (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{19,55 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,217\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,217\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifié.

**Armatures transversales**

$$\tau = 0,217\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

**III.3.7. Vérification des contraintes**

➤ **Sur travée**

**Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escalier à volées en travée**

Moment service	$M_{ser}$	9,11 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,02 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,02 \times 9 = 18,36 \text{ cm}^2$ $Y = -1,02 + \sqrt{1,02^2 + 18,36} = 3,38 \text{ cm}$	3,38 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4504,02$	4504,02cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I = 2,02$	2,02
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 6,82$	6,82 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y) = 170,3$	170,3 MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	6,82 < 15 vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	170,3 < 400

## ➤ Sur appuis :

**Tableau III.8:** Vérification à l' ELS de l'escalier à volées en appuis.

Moment service	$M_{ser}$	3,23 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{100} = 0,354 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,354 \times 9 = 6,372 \text{ cm}^2$ $Y = -0,35 + \sqrt{0,35^2 + 6,37} = 2,19 \text{ cm}$	2,19 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	1991,83 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	1,62
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3,55 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	165,48 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	3,55 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	165,48 < 400

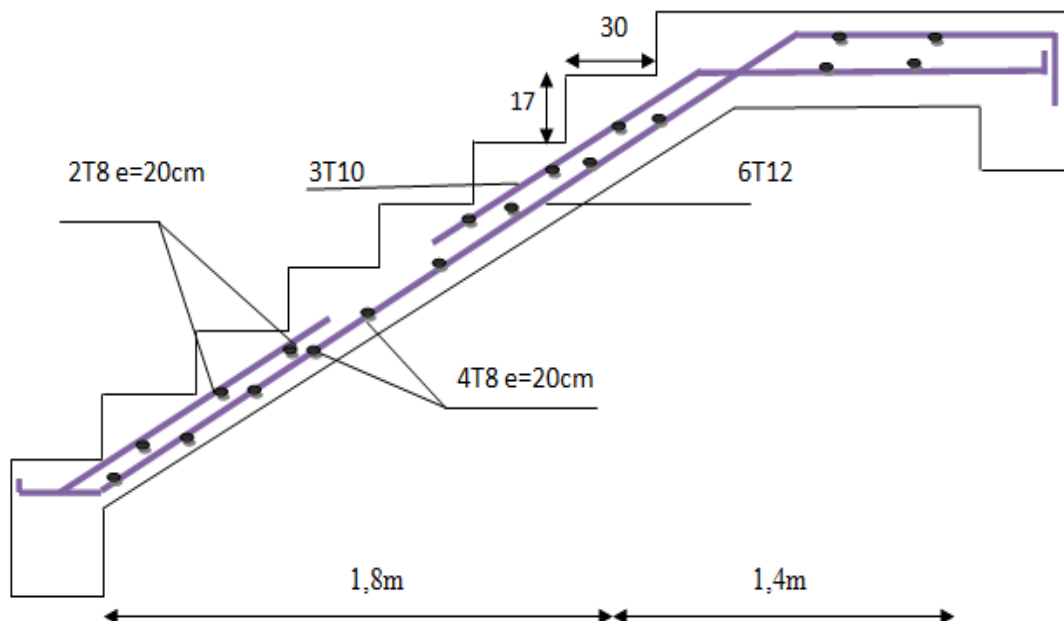


Figure III.12 : Schéma de ferrailages d'escaliers( types 1).

### III.3.8. Etude l'escalier (Type 2)

#### a) Dimensionnement

##### a.1) Marches et contre marches

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a: } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \quad \dots (1)$$

$$\text{Avec: } m=64 \quad \text{et } H=68 \text{ cm} \quad \text{et } L=90 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90) n + 2 \times 68 = 0$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient: } 64n^2 - 290n + 136 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 290^2 - 4 \times 64 \times 136 = 49284$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{49284} = 222$$

$$n = \frac{290 + 222}{2 \times 64} = 4$$

on adopte  $n = 4$  nombre de contre marche .



Donc : le nombre de marche  $n-1=3$  marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{90}{4-1} = 30\text{cm. et } h = \frac{H}{n} = \frac{68}{4} = 17\text{cm}$$

**D' après la formule de BLONDEL on a :**

$$59 \leq 2h+g \leq 66.$$

$$59 \leq 34+30 \leq 66 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**a.2)Epaisseur de paillasse :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{90} = 0,76 \rightarrow \alpha = 37,07^\circ \rightarrow \cos\alpha = 0,798$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{90}{0,798} = 112,78\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 3,75\text{cm} \leq e \leq 5,64\text{cm}$$

On prend  $e = 15\text{cm.}$

**a.3)Epaisseur du palier**

$$e = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,798}$$

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

**b)Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2**

**b.1) Paillasse**

**Tableau III.9 : Charges et surcharge du paillasse (Type 2)**

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (kn / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Carrelage vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Mortier de pose horizontal	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
	Mortier de pose vertical	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Poids propre de marche (17/2)	/	/	$(17/2) \times 25 = 2.125$
4	Poids de paillasse (e.25.1m.cos $\alpha$ )	/	/	$0.15 \times 25 \times 1 \times 0.843 = 3.16 \text{ KN/m}^2$
5	Enduit de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
7	Garde-corps	/	/	0.40
<b>Total</b>				<b>G=7.65KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=2.50KN/m<sup>2</sup></b>

**b.2 ) La palier****Tableau III.10: Charges et surcharge du palier (type 2)**

Élément		Épaisseur	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN / m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
3	Poids propre de palier	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
4	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
<b>Totale</b>				<b>G = 5.27KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 2.5KN/m<sup>2</sup></b>

## c) Combinaisons de charge

Tableau III.11: Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	E.L.U(KN/m <sup>2</sup> ) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m <sup>2</sup> ) G + Q
Paillasse	7.65	2.50	14.08	10.15
Palier	5.27	2.50	10.86	7.77

## III.3.9. calcul des sollicitations

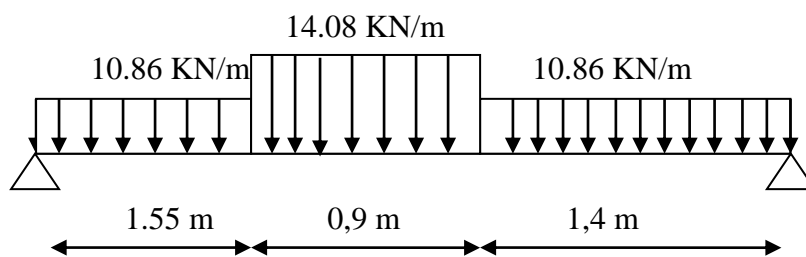


Figure III.13 : Schéma statique à ELU

## Calcul les réactions d'appuis

➤ ELU :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 10,86 \times 1,55 + 14,08 \times 0,9 + 10,86 \times 1,4 = 44,71 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3,85 = 10,86 \times 1,55 \times 0,78 + 14,08 \times 0,9 \times 2 + 10,86 \times 1,4 \times 3,15$$

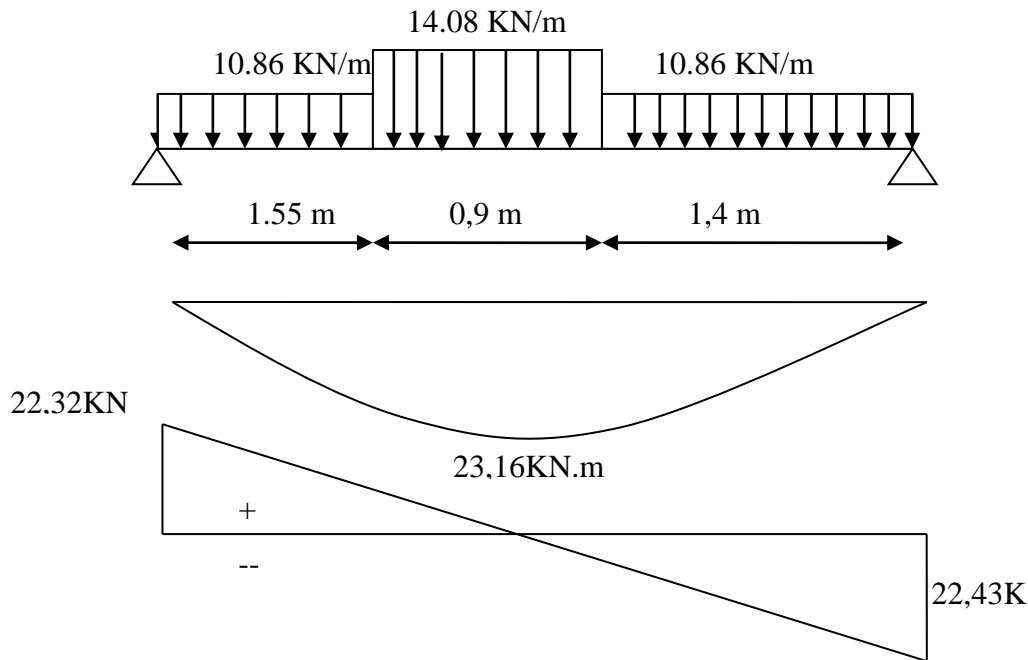
$$R_b = \frac{86,37}{3,85} = 22,43 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{b} = 0 \Rightarrow R_a \times 3,85 = 10,86 \times 1,55 \times 3,08 + 14,08 \times 0,9 \times 1,85 + 10,86 \times 1,4 \times 0,7$$

$$R_a = \frac{85,93}{3,85} = 22,32 \text{ KN}$$

Tableau III.12: Détermination des efforts tranchant et moment fléchissant ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$		$T(x) = 22,32 - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,06 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 22,32$ $X=(1,55) \Rightarrow T(x) = 5,49$	$M(x) = 22,32 \cdot x - 10,86 \cdot x^2/2$ $M(x=2,06) = 22,94$ $M(0) = 0$ $M(1,55) = 21,55$
$1,55 \leq x \leq 2,45 \text{ m}$		$T(x) = 22,32 - (1,55 \times 10,86) - 14,08(x - 1,55)$ $x = 1,55 \Rightarrow T(x) = 5,49$ $x = 2,45 \Rightarrow T = -7,19$	$M(x) = 22,32 \cdot x - 10,86 \times 1,55 \cdot (x - \frac{1,55}{2}) - 14,08 \times \frac{(x - 1,55)^2}{2}$ $M(2,45) = 20,45$ $M(1,55) = 21,55$
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = 22,43 - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,06 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_b = 22,43$ $X=(1,4) \Rightarrow T(x) = 7,23$	$M(x) = 22,43 \cdot x - 10,86 \cdot x^2/2$ $M(x=2,06) = 23,16$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 20,75$



**Figure III.14 :** Diagrammes moments et efforts tranchant

Donc:  $M_{\max} = 23,16 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 23,16 = 6,95 \text{ KN.m}$ .

Moment en travée :  $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 23,16 = 19,69 \text{ KN.m}$ .

$T_{\max} = 22,43 \text{ KN}$ .

### III.3.10 Calcul du ferrailage

Pour de bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$ .

**E.L.U**

➤ **Sur travée :**

$$M_t = 35,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19,69 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,082$$

$$\mu = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,082)}}{2}$$

$$\beta = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19,69 \times 10^6}{348 \times 0,957 \times 130} = 4,55 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art A 4.2.1 BAEL91)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

4,55 cm<sup>2</sup> > 1,56 cm<sup>2</sup>.....Condition non vérifier.

On prend  $A_a = \max(A_{min}; A) = 4,55 \text{ cm}^2$

Soit:  $A_a = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ .

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**Armatures de repartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_r = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$ .

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :**

$$M_a = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,95 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 130^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,95 \times 10^6}{348 \times 0,986 \times 130} = 1,46 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$1,55 \text{ cm}^2 < 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifier.

On prend  $A_a = \max(A_{min}; A) = 1,57 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_a = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ .

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_r = 3\text{T}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ .

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$ .

**Vérification de l'effort tranchant**

$$T = 22,43 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{22,43 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,173 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1, 211 BAEL91)

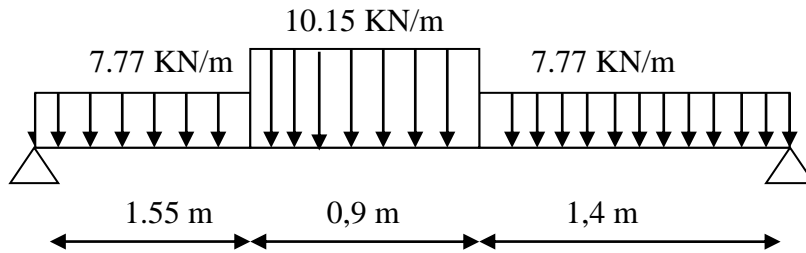
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3.33 \text{ MPa}$ .....Condition verifier

**Armatures transversales:**

$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

### III.3.11 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S



*Figure III.15 : Schéma statique a ELS*

$$M_{\max} = 16,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } 0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 16,47 = 5 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 16,47 = 14 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 16,08 \text{ KN.}$$



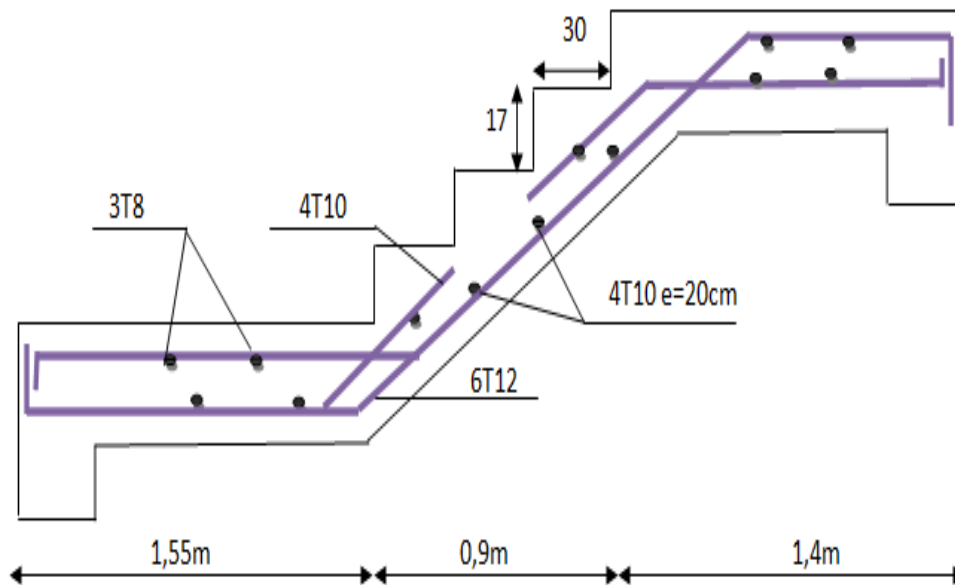
## ➤ Entravée :

**Tableau III.13.** Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en travée

Moment (E.L.S)	$M_{st}$	14 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{6,79}{100} = 1,02\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 26,52\text{cm}^2$ $Y = 4,23\text{cm}$	4,23cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	5181,58cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{14 \times 10^3}{5181,58} = 2,70$	2,70 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = \text{MPa}$	11,42MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 193,185\text{MPa}$	193,185MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	11,42MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte Dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	193,18MPa < 400MPa

➤ **Sur Appuis :****Tableau III.14.** Vérification à l'E.L.S de l'escalier à volées en appuis

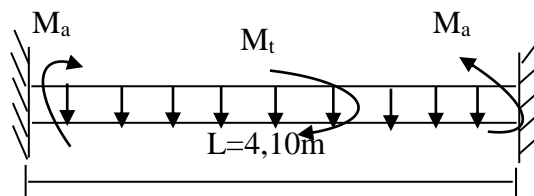
Moment (E.L.S)	$M_{sa}$	5kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{3,14}{100}$ $= 0,471\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 8,48\text{cm}^2$ $Y = 2,49\text{cm}$	2,49cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	2510,71cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{5 \times 10^3}{2510,71}$ $= 1,99 \text{ MPa/cm}$	1,99 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 4,96\text{MPa}$	4,96MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 194,32 \text{ MPa}$	194,32MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	4,96MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	1194,32MPa < 400MPa



**Figure III.16:** Schéma de ferrailages d'escaliers( types 2).

### III .3.12.Étude de la poutre brisée

notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux . calculée à :  
la flexion simple et à la torsion.



**Figure III.17:**Schéma de poutre brisée

**L=** poutre max entre nusd'appuis.

#### a)Dimensionnement

Selon le( B.A.E.L 91), et (CBA 93) le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 32 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,6 \text{ cm} \leq b \leq 12,8 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

**Les vérifications des conditions du( R.P.A, 99/2003 )**

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,67 < 4$ ..... Condition vérifiée.

**a.1)Evaluations des charges**

✦ Poids propre de la poutre:  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

✦ Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{\text{mur}} = 3,06 \times 2,82 = 8,63 \text{ KN/ml}$

✦ Réaction du vole:  $R = 22,43 \text{ KN/ml}$

**\*Combinaison de charges****ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q + R = 1,35 \times (2,625 + 8,63) + (1,5 \times 2,5) + 22,43 = 41,38 \text{ kN/ml}$$

**ELS :**

$$Q_s = G + Q + R = (2,625 + 8,63) + 2,5 + 22,43 = 36,19 \text{ kN/ml}$$

**\*les moments****ELU**

le moment isostatique :  $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 86,95 \text{ KN.m}$

Le moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 73,91 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui :  $M_a = 0,3 M_0 = 26,08 \text{ KN.m}$

**b)Calcul du ferrailage**

$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**E.L.U.R :****▪ Entravée :**

$$M_t = 73,91 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73,91 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,831$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{73,91 \times 10^6}{348 \times 0,831 \times 315} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 6T16 = 6,79\text{cm}^2$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11\text{mm}^2 = 1,14\text{cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,14\text{cm}^2$  Condition vérifié.

**Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\text{cm}^2$$

On choisit :  $A_r = 2T16 = 4,02\text{cm}^2$

▪ **Sur appui :**

$$M_a = 26,08\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26,08 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26,08 \times 10^6}{348 \times 0,969 \times 315} = 2,46\text{cm}^2$$

On choisit :  $A_{st} = 2T16 = 4,02\text{cm}^2$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11\text{mm}^2 = 1,14\text{cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,14\text{cm}^2$  Condition vérifié.

**Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,02}{4} = 1,005\text{cm}^2$$

On choisit :  $A_r = 2T16 = 4,02\text{cm}^2$

**c) Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 22,43\text{KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{22,43 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,237 \text{ MPa}$$

fissuration peu nuisible (Art A.5.1,211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

#### Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,237 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

### III.3.13. Vérification des contraintes à l'E.L.S

#### En travée :

$$M_{\text{tser}} = 30,76 ; A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 101,85y - 3208,28 = 0 \Rightarrow y = 4,30 \text{ cm}$$

#### Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 76147,7 \text{ cm}^4$$

#### Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = 0,40 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 0,40 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée

#### En appuis:

$$M_{a\text{-ser}} = 10,86 \text{ KN.m} ; A_s = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 60,3y - 1899,45 = 0 \Rightarrow y = 9,42\text{cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{30y^3}{3} + 15 \times 4,02(31,5 - 9,42)^2 = 37756,8\text{cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,86 \times 10^5}{37756,8 \times 10^4} \times 9,42 = 0,32\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,32\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition v vérifiée.}$$

**Vérification de La flèche:**

$$\text{Condition vérifiée } \frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 27} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque tous les conditions sont satisfaites, le calcul de la flèche est inutile.

**Calcul les armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (8,57 ; 30 ; 12)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (28,35 ; 40\text{cm}) = 28,35\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{dans Zone nodale} = 10\text{cm} \text{ st } \leq \min \{15\text{cm}, 10\Phi_L\}$$

$$\text{dans Zone courante} = 15 \text{ cm st } \leq 15\Phi_L .$$

**Section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$f_e = 235 \text{ Mpa}$  ;  $\delta_s = 1,15$  (cas courant)

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,24 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,06 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,12; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{\tau_u \times b}{f_e} = \frac{0,24 \times 30}{235} = 0,031 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{A_t}{s_t} \right) \geq 0,057 \text{ cm}$  , on prend  $s_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$



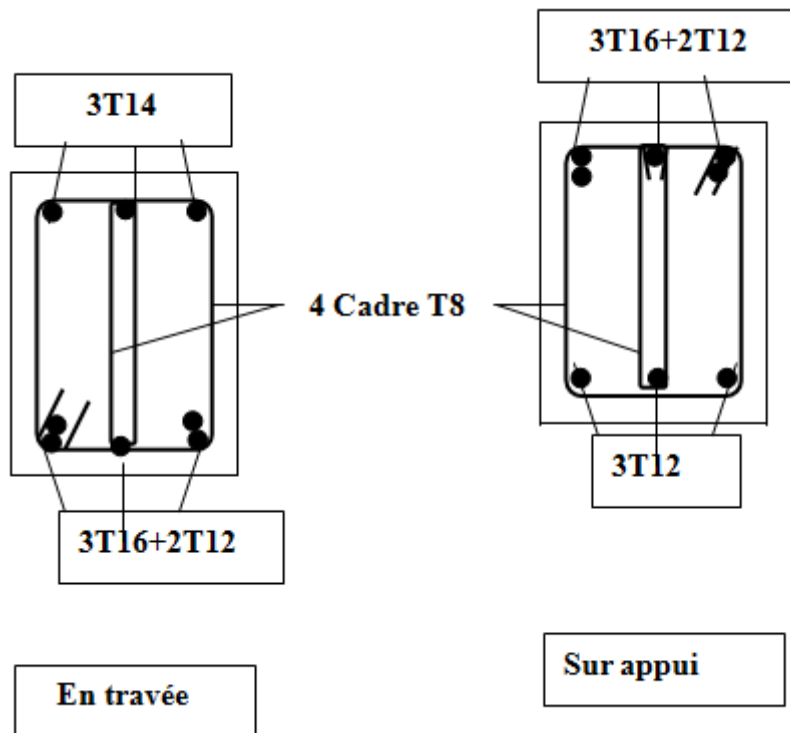


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

### III.4.Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, considéré comme une porte à faux (consol). Le calcul du balcon est fait comme une poutre encastrée d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Avec :  $L_x = 0,8\text{m}$  ;  $L_y = 3,95\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,8}{3,95} = 0,20 < 4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un sens (suivant } L_x)$$

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion :  $h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{80}{20} = 4\text{cm}$
- Isolation acoustique  $h_0 \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie  $h_0 = 11\text{cm}$  pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte  $h_0 = 15\text{cm}$

**Tableau III.15.** Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon

Elément	Epaisseur(cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente(KN/M <sup>2</sup> )
Revetement en Carrelage	2	20	0.02 20=0.4
Mortier de pose	2	20	0.02 20=0.4
Lit de sable	2	18	0.02× 18=0.36
Poid propre de la dalle	15	25	0.15 25=3.75
Enduite de ciment	2	18	0.02 18=0.36
Total			<b>G=5.27 KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=3,5kN/m<sup>2</sup></b>

**III.4.1.Charge concentré de garde corps****Tableau III.16.** Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde corps de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charges permanents (Surfacique) (kN / m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment extérieur	2	18	0,36
Brique creuse	10	9	0,9
Enduit de ciment intérieur	2	18	0,36
			<b>G = 1,62kN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q = 3,50kN/m<sup>2</sup></b>

**III.4.2.combinaison de charge**

➤ **ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G = 1,62 \text{ kN/ml}$$

### III.4.3.calcul des sollicitations maximales

• **ELU :**

$$0 \leq x \leq 0,8$$

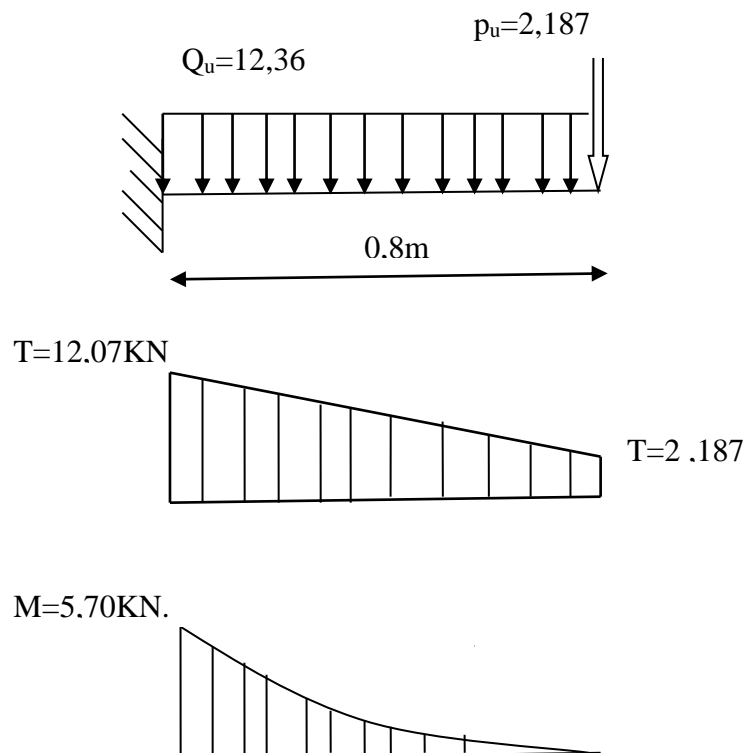
$$T_u = Q_u \times x + p_u = 12,07 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x = 5,70 \text{ kN.m}$$

• **ELS :**

$$T_s = Q_s \times x + p_s = 8,64 \text{ KN.}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x = 4,10 \text{ kN.m.}$$



**Figure.III.19 :**Diagrammes moments et effort tranchant

**III.4.4 Calcul le ferrailage**

$$h = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 0,9 \times h = 13\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

**ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,70 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,70 \times 10^6}{348 \times 0,988 \times 130} = 127,52\text{mm}^2 = 1,28\text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91)**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,57\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 1,28\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_a = 4T10 = 3,14\text{cm}^2}$$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 20\text{cm}}$$

**Armatures de repartition:**

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

On prend :  $A_r = 4\text{T}10 = 3,10\text{cm}^2$

**Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**(pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$

**III.4.5. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{12,07 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,1\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,1\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifié.

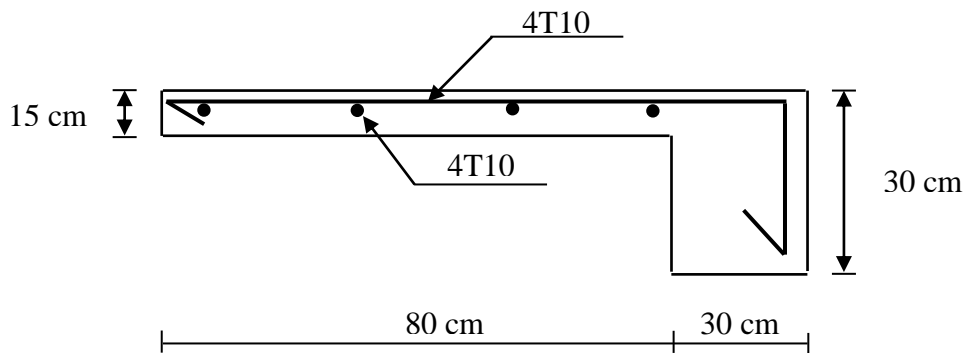
**Armatures transversales**

$$\tau = 0,10\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

ELS :

Tableau III.17. Vérification à l'ELS de balcon.

Moment (E.L.S)	$M_s$	4,20kN.m
Position de l'axe neuter	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{4,52}{100}$ $= 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 17,63\text{cm}^2$ $Y = 3,58\text{cm}^2$	3,58cm <sup>2</sup>
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$	7545,75cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,20 \times 10^3}{7545,75}$ $= 0,557$	0,557 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 1,99\text{MPa}$	1,99MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y)$ $= 78,70\text{MPa}$	78,70MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	1,99MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	78,70MPa < 400MPa



*Figure III.20. Ferrailage de balcon.*

### **III.5 .Conclusion**

Dans ce chapitre en à basé sur le calcul des éléments secondaires de notre bâtiments à savoir : les escaliers, le balcon et l'acrotère le calcul est fait selon les notions de résistance des matériaux, le béton armé (BAEL 91) ainsi que le règlement RPA 99. Dans le chapitre suivant en va entamer l'étude du plancher.

# **Chapitre IV :**

## ***Etudes des planchers***



## IV. Etudes des planchers

### IV. 1. Introduction

Les plancher ont un rôle très important ans la structure .Il supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

### IV.2. Fonctions nécessaires du plancher

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication.

### IV.3 .Conception des planchers

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

- **Calcul des efforts dans les poutrelles :**

*Tableau IV.1: Charges supporté par les poutrelles.*

Type de plancher	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E.LU$ $N_u=1,35G+1,5Q$	$E.L.S$ $N_s=G + Q$
Plancher terrasse	6,34	1	10,06	7,34
Plancher étage courant	5,11	1.50	9.15	6.61

**a) Terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_u = (10,06) \times 0,65 = 6,54 \text{ KN/ml} \\ \text{E.L.S: } q_s = (7,34) \times 0,65 = 4,77 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**b) Etage courant RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_u = (9,15) \times 0,65 = 5,95 \text{ KN/m} \\ \text{E.L.S: } q_s = (6,61) \times 0,65 = 4,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**IV.4. Méthode de calcul**

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe 3 méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode des Trois Moments.

**Remarque :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

**a) Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. cette méthode n'est applicable que si les "04" conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25$$

- ✓ Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

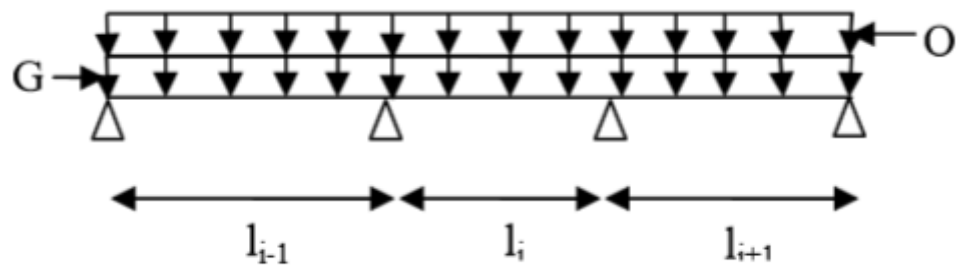


Figure IV.1: Schéma d'une poutre continue.

➤ **Principe de la method :**

**1. Valeurs des moments:**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit  $\alpha$  le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

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

❖ **En travées :**

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier :

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

❖ **En appuis :**

❖ **Moment en appuis intermédiaires :**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- ✓  $0.6M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- ✓  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

L'appui considéré  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_e$ : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

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

$M_t$ : moment en travée de la travée considérée.

$l$  : portée de la travée.

#### ❖ Moment en appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à  $(-0.15M_0)$ .

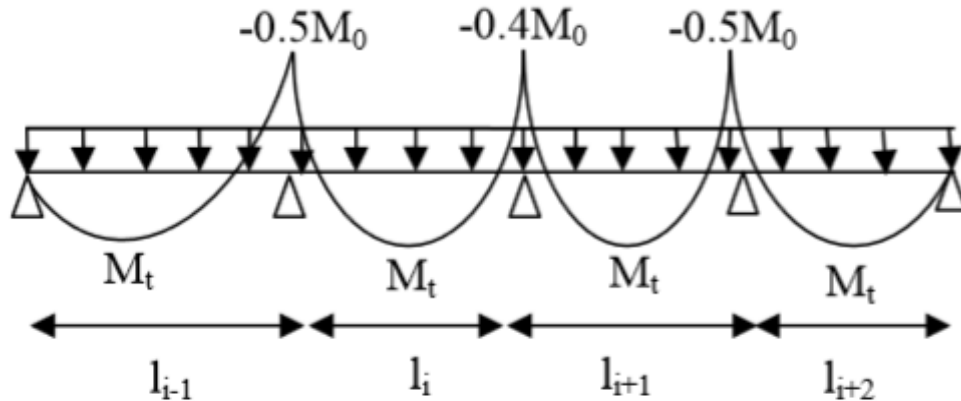


Figure IV. 2: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

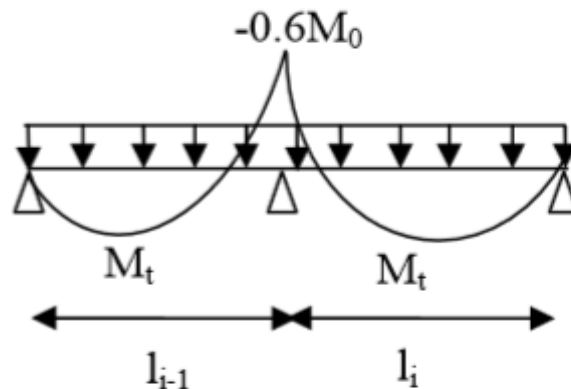


Figure IV.3: Moments d'une poutre à 2 travées.

## 2. Efforts tranchants

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

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

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

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

**b) Method de ALBERT Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91):**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ **Principe de la méthode**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e". Les charges uniformément réparties : "P<sub>w</sub>" sur la travée gauche. "P<sub>e</sub>" sur la travée droite.

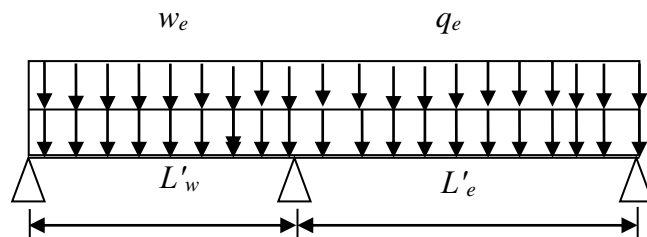
**1. Valeurs des moments :**• **Moment sur appui :**

est calculé par la formule suivante:

$$M_i = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L_w + L_e)}$$

Avec :

$$\text{Pour travée de rive} \begin{cases} L'_w = L_w \\ L'_e = L_e \end{cases}$$



*Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue.*

$$\text{Pour travée intermédiaires} \begin{cases} L'_w = 0,8 L_w \\ L'_e = 0,8 L_e \end{cases}$$

• **Moment sur travée :**

Il est calculé par la formule suivante:

$$\begin{cases} M_{im} = \frac{P \times X_{im}^2}{2} + M_w \\ X_{im} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{cases}$$

$X_{im}$  : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

**2. Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

### c) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

On applique cette méthode si la 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration), dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

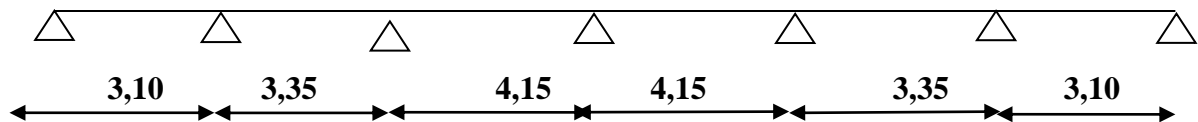
$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}.$$

## IV.5. Planchers étage courant

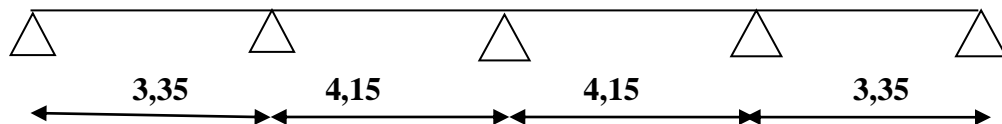
### IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant

#### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

##### ➤ Type 01 :



##### ➤ Type 02 :



la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- ✓  $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 < ( 2G = 12,68 \text{kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$
- ✓  $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 \leq 12,68 \text{kn / m}^2$  Condition vérifiée.
- ✓ Poutrelle à d'inertie constante ( $I = \text{cte}$ ) Condition vérifiée.
- ✓ Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau IV.2:** Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Portée	3.10	3.35	4,15	4,15	3.35	3.10
Rapport	1.08	0,8	1.	0,8	1,08	

**Tableau IV.3:** Rapport entre les travées successives.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5
Portée	3.35	4,15	4,15	3.35
Rapport	1,24	1	1,24	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que 4 condition de la méthode forfaitaire est vérifiée, On calcul des Méthodes Forfaitaires.

**Type 1 :**

**ELU :**

**Tableau IV.4 : Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant(ELU).**

Travée	1	2	3	4	5	6	
<b>L(m)</b>	3.10	3.35	4.15	4.15	3.35	3.10	
<b><math>M_0=ql^2/8</math></b>	7.15	8.35	12.81	12.81	8.35	7.14	
<b><math>M_{Appui}</math></b>	1	2	3	4	5	6	7
<b>Coef</b>	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0
<b>Ma(Kn.m)</b>	0	4.17	5.12	5.12	5.12	4.17	0
<b>Mt (Kn.m)</b>	5.57	4.27	8.59	8.59	4.29	5.55	
<b>Mtrive (M0 0.63)</b>	4.51	/	/	/	/	4.51	
<b>Mtint (M0 0.53)</b>	/	4.43	6.79	6.79	4.43	/	
<b>Mt(kn.m)</b>	5.57	4.43	8.59	8.59	4.43	5.55	
<b>Tw(kn)</b>	7.88	9.68	12.35	112.35	10.25	10.56	
<b>Te(kn)</b>	-10.57	-10.25	-12.35	-12.35	-9.68	-7.88	



**ELS :****Tableau IV.5: Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant(ELS)**

Travée	1	2	3	4	5	6	
<b>L(m)</b>	3.10	3.35	4.15	4.15	3.35	3.10	
<b>M<sub>0</sub>=ql<sup>2</sup>/8</b>	5.15	6.02	9.24	9.24	6.02	5.15	
<b>M<sub>Appui</sub></b>	1	2	3	4	5	6	7
<b>Coef</b>	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0
<b>Ma(Kn.m)</b>	0	3.01	3.69	3.69	3.69	3.01	0
<b>Mt (Kn.m)</b>	4.01	3.09	6.19	6.19	3.09	4.01	
<b>Mtrive (M0 0.63)</b>	3.24	/	/	/	/	3.24	
<b>Mtint (M0 0.53)</b>	/	3.19	4.89	4.89	3.19	/	
<b>Mt(kn.m)</b>	4.01	3.19	6.19	6.19	3.19	4.01	
<b>Tw(kn)</b>	7.62	6.98	8.90	8.90	7.39	7.62	
<b>Te(kn)</b>	-8.64	-7.39	-8.90	-8.90	-6.98	-5.68	

Type 2 :

ELU :

Tableau IV.6: Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant à (Elu)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
$q_u$ (KN/m)	5,95	5,95	5,95	5,95	
L(m)	3,35	4,15	4,15	3,35	
$M_0$ (Kn.m)	8,35	12,8	12,8	8,35	
Appui	1	2	3	4	5
Coef	0	0,5	0,4	0,5	0
$M_a$ (Kn.m)	0	6,4	5,12	6,4	0
$M_t$ (Kn.m)	5,73	4,72	4,72	5,73	
$M_{trive}(M_0 \cdot 0.63)$ (Kn.m)	5,26	\	\	5,26	
$M_{tint}(M_0 \cdot 0.53)$ (Kn.m)	\	6,78	6,78	\	
$M_t$ (Kn.m)	5,73	6,78	6,78	5,73	
$T_w$ KN	8,06	12,95	11,72	11,88	
$T_w$ KN	- 11,85	- 12,64	- 12,04	- 8,42	

**ELS :**

**Tableau IV.7: Résultats des moments et effort tranchants de plancher étage courant à ( ELS)**

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
$q_u$ (KN/m)	4,29	4,29	4,29	4,29	
L(m)	3,35	4,15	4,15	3,35	
$M_0$ (Kn.m)	6,02	9,24	9,24	6,02	
Appui	1	2	3	4	5
Coef	0	0,5	0,4	0,5	0
$M_a$ (Kn.m)	0	4,62	3,69	4,62	0
$M_t$ (Kn.m)	-1,18	0,64	0,64	-1,18	
$M_{trive}(M_0 0.63)$	3,79	\	\	3,79	
$M_{tint}(M_0 0.53)$	\	4,89	4,89	\	
$M_t$	3,79	4,89	4,89	3,79	
$T_w$ KN	5,82	9,13	8,62	8,56	
$T_w$ KN	-8,56	-8,62	-9,13	-5,81	

**Les sollicitations :**

ELU :  $M_{t \max} = 8,59 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = 6,4 \text{ KN.m}$  ;  $V_{\max} = 12,95 \text{ KN}$

ELS :  $M_{t \max} = 4,89 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = 4,62 \text{ KN.m}$

## IV.5.2. Ferrailage longitudinal

### IV.5.2.1. Ferrailage en travée

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$b= 65\text{cm}$  ;  $h= 20\text{ cm}$  ;  $d= 18\text{ cm}$  ;  $\sigma_b= 14,17\text{MPa}$ .

$$M_{tu} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_T < M_{tu} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ). (**annexe** de l'organigramme de section rectangulaire)

$M_{t_{\max}} = 8,59 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,59 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8,59 \times 10^6}{348 \times 0,985 \times 180} = 1,39 \text{ cm}^2$$

#### IV.5.2.2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,42 \text{ cm}^2$$

#### IV.5.2.3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 20 \times 65 = 1,3 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max (A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1,42 \text{ cm}^2$

**Choix 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

#### IV.5.2.4. Ferrailage appuis

##### Sur appuis intermédiaires

$M_{a \max} = 6,4 \text{ kN.m}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$   $h = 20 \text{ cm}$   $d = 18 \text{ cm}$   $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,4 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 180^2} = 0,139 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.925$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,4 \times 10^6}{348 \times 0.925 \times 180} = 1,10 \text{ cm}^2$$

### 1. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 2.2 \text{ cm}^2$$

#### a. Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 10 = 0.2 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2.2 \text{ cm}^2$

Choix **3T10 = 2,36cm**

#### b. Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15M<sub>0</sub>.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 4,15^2}{8} = 12,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.15M_0 = 1,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,92 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.041 < 0.392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.979$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,92 \times 10^6}{348 \times 0.979 \times 180} = 0.31 \text{ cm}^2$$

### C. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

0.31cm<sup>2</sup> > 0.22cm<sup>2</sup> .....condition vérifié

On prend  $A_a = \max(A_{\min}; A) = 0.31 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12= 1.13cm<sup>2</sup>**

### 1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 12,95 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{12,95 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.72 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible  
Fissuration peu nuisible( Art A.5.1. 211 BAEL91).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ ..... condition vérifier

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

### IV.5.3. Ferrailage transversal(art. A.7.2.2BAEL91) :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 5.71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi = 6 \text{ mm}$  on adopte

$$2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

#### 1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$  flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient} \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0.72 - 0.3 \times 2.1)} = 228 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.31 \text{ cm}^2$  .....condition vérifier

#### 2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91

##### ▪ Pour Appuis de rive

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108 \text{ kN}$$

12,95KN  $\leq$  108 K..... condition vérifier

▪ **Pour un appui intermediaries :**

**\*Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs (Art A.5.1.321/BAEL91)**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[ 12,95 + \frac{6,4 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0.15 \text{ cm}^2$$

Les armatures ne sont soumise à aucune traction, donc pas de vérification à effectuée.

**\*Vérification de liaison de table de compression à la nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{tj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{12,95 \times 27,5}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,084 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifié.

## IV.5.2 .Vérification de liaison de table de compression à la nervure(Art : A.5.1.321 BEL91)

## IV.5.3.Vérification à l'état limite de service( ELS )

## 1. Sur travée

Tableau IV.8 Vérification des contraintes en travée

Moment service	$M_{ser}$	4,89KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,57}{65} = 0,36 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,36 \times 18 = 12,96 \text{ cm}^2$ $Y = -0,36 + \sqrt{0,36^2 + 12,96} = 3,25 \text{ cm}$	3,25cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	5867,37cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I = 0,83$	0.83Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 2,69$	2,69MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y) = 183,63$	217.62 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.69 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	183,63 < 400

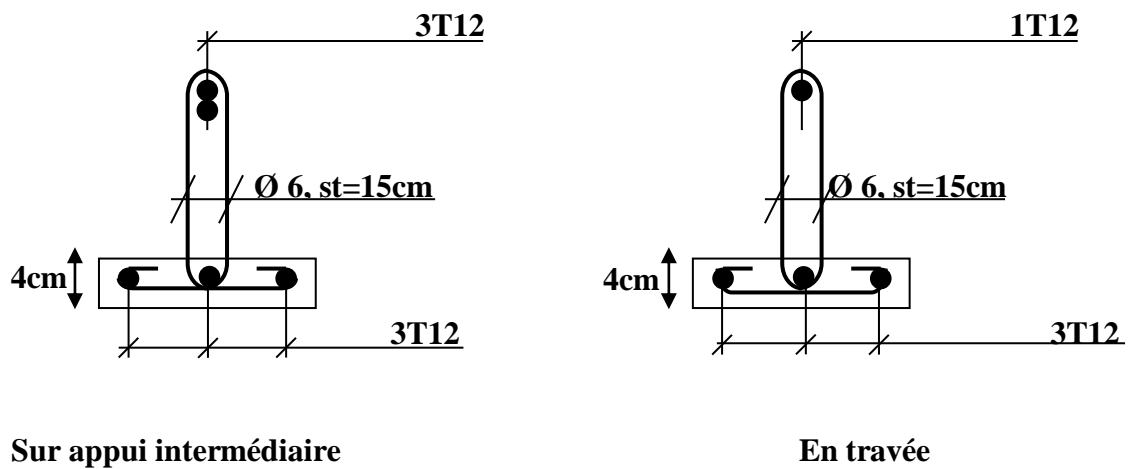


ELS :  $M_{t \max} = 4,89 \text{KN.m}$  ;  $M_{a \max} = 4,62 \text{KN.m}$

## 2. Sur appui :

**Tableau IV.9 : Vérification des contraintes en appui**

Moment service	$M_{\text{ser}}$	4,62KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{65} = 0,54 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot \times D \times d = 2 \times 0,54 \times 18 = 19,44 \text{ cm}^2$ $Y = -0,54 + \sqrt{0,54^2 + 19,44} = 4,98 \text{ cm}$	4,98cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 8676,99$	8676,99cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$	0.53Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y = 2,64$	2,64MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y) = 103,51$	103,51MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	2,64 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	103,51 < 400



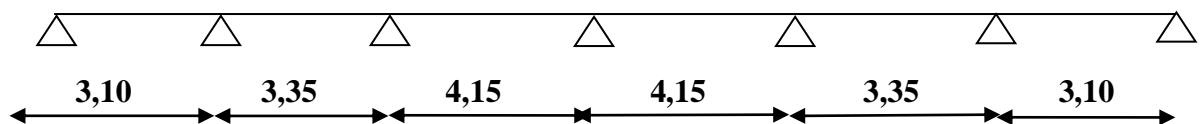
*Figure IV.5: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.*

## IV.6. Planchers terrasse

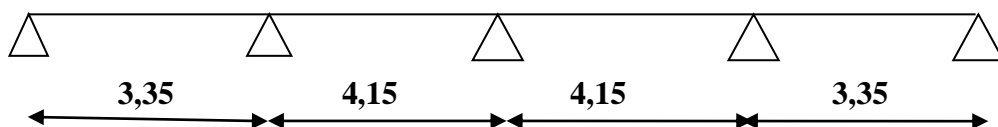
### IV. 6.1. Étude des poutrelles Planchers Terrasse

#### Vérification des conditions d'application de la méthode caquot

➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**



la charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- ✓  $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 < ( 2G = 11.2 \text{ kn / m}^2 ; 5 \text{ kn / m}^2)$
- ✓  $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 \leq 11.2 \text{ kn / m}^2$  Condition vérifiée.
- ✓ Poutrelle à d'inertie constante ( $I = \text{Cte}$ ) Condition vérifiée.

- ✓ Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau IV.10:** Rapport entre les travées successive type1.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Portée	3.10	3.35	4,15	4,15	3.35	3.10
Rapport	1.08	0,8	1.	0,8	1,08	

**Tableau IV.11:** Rapport entre les travées successive type 2.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5
Portée	3.35	4,15	4,15	3.35
Rapport	1,24	1	1,24	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3<sup>eme</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque la fissuration n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

✓ **Exemple de calcul type 01**

**Type 1 :**

**Elu :**

**Tableau. IV.12:** résultats des moments et effort tranchants à ELU.

travée	L	Q(Kn/ml)	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Vw(Kn)	Ve(kn)	Xim(m)	Mt(Kn.m)
<b>AB</b>	3.10	6.54	0	-6.53	12.24	-8.03	1.23	4.95
<b>BC</b>	2.68	6.54	-6.53	-7.16	8.99	-8.54	1.30	1
<b>CD</b>	3.32	6.54	-7.16	-8.48	12.18	-9.53	1.6	1.21
<b>DE</b>	3.32	6.54	-8.48	-7.16	10.46	-11.25	1.72	1.19
<b>EF</b>	2.68	6.54	-7.16	-6.53	8.53	-8.99	1.38	0.93
<b>FG</b>	3.10	6.54	-6.53	0	8.03	-12.24	1.87	4.90

*ELS :*

**Tableau. IV.13:** résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Travée	L	Q(Kn/ml)	Mw(Kn.m)	Me(Kn.m)	Vw(Kn)	Ve(kn)	Xim(m)	Mt(Kn.m)
<b>AB</b>	<b>3.10</b>	<b>4,77</b>	<b>0</b>	<b>-9.04</b>	<b>9.30</b>	<b>-5.49</b>	<b>0.94</b>	<b>2.11</b>
<b>BC</b>	<b>2.68</b>	<b>4.77</b>	<b>-9.04</b>	<b>-10.20</b>	<b>6.82</b>	<b>-5.96</b>	<b>1.24</b>	<b>-5.32</b>
<b>CD</b>	<b>3.32</b>	<b>4.77</b>	<b>-10.20</b>	<b>-11.07</b>	<b>8.18</b>	<b>-7.56</b>	<b>1.61</b>	<b>-4.02</b>
<b>DE</b>	<b>3.32</b>	<b>4.77</b>	<b>-11.07</b>	<b>-10.20</b>	<b>7.54</b>	<b>-8.29</b>	<b>1.71</b>	<b>-4.09</b>
<b>EF</b>	<b>2.68</b>	<b>4.77</b>	<b>-10.20</b>	<b>-9.04</b>	<b>5.96</b>	<b>-6.82</b>	<b>1.43</b>	<b>-5.32</b>
<b>FG</b>	<b>3.10</b>	<b>4.77</b>	<b>-9.04</b>	<b>0</b>	<b>5.94</b>	<b>-8.85</b>	<b>2.16</b>	<b>2.09</b>

**Type 2 :***Tableau. IV.14: résultats des moments et effort tranchants à ELU.*

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	$M_w$ (Kn)	$M_e$ (Kn.m)	$V_w$ (Kn)	$V_e$ (Kn)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (Kn.m)
AB	3.35	6.54	0	-8.56	13.51	-8.4	1.28	5.39
BC	3.32	6.54	-8.56	-8.48	10.83	-10.88	1.66	0.49
CD	3.32	6.54	-8.48	-8.56	10.87	-10.83	1.66	0.49
DE	3.35	6.54	-8.56	0	8.39	-13.51	2.07	5.39

*Tableau. IV.15: résultats des moments et effort tranchants à ELS.*

Travée	L (m)	Q (Kn/ml)	$M_w$ (Kn)	$M_e$ (Kn.m)	$V_w$ (Kn)	$V_e$ (Kn)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (Kn.m)
AB	3.35	4.77	0	-6.24	9.85	-6.12	1.28	3.94
BC	3.32	4.77	-6.24	-6.19	7.90	-7.93	1.66	0.36
CD	3.32	4.77	-6.19	-6.24	7.93	-7.9	1.66	0.36
DE	3.35	4.77	-6.24	0	6.12	-9.85	2.07	3.94

**Les sollicitations**

ELU :  $M_{t \max} = 5.39 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -856 \text{ KN.m}$  ;  $V_{\max} = 13.51 \text{ KN}$

ELS :  $M_{t \max} = 5,32 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -11.07 \text{ KN.m}$

**IV.6.2.Ferraillage longitudinal****IV.6.2.1.Ferraillage en travée**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59,07 \text{ KN.m}$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ ). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.39 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.991$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5.39 \times 10^6}{348 \times 0.991 \times 180} = 0.87 \text{ cm}^2$$

#### IV.6.2.2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

#### IV.6.2.3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 65 = 1.3 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Choix } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### IV.6.2.4. Ferrailage appuis

##### \*Aux appuis intermédiaires

$$M_{a \max} = -8.56 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8.56 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.186 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.896$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8.56 \times 10^6}{348 \times 0.896 \times 180} = 1.53 \text{ cm}^2$$

##### \*Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

**\*Pourcentage minimal Beal art B.6.4**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 20 \times 10 = 0.2 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1.53 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**.

**\*Aux appuis de rive**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6.54 \times 4.15^2}{8} = 14.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.15M_0 = 2.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.11 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.045 < 0.392$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.976$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{2.11 \times 10^6}{348 \times 0.976 \times 180} = 0.35 \text{ cm}^2$$

**\*Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_a = \max(A_{\min}; A) = 0.35 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12 = 1.13 cm<sup>2</sup>**

**\*Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 13,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{13,51 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.75 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible ( Art A.5.1. 211 BAEL91).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3.33 \text{ MPa}$ .....Condition vérifier.

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

### IV.6.3. Ferrailage transversal (art. A.7.2.2BAEL91)

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 5.71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  on adopte  $2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

#### IV.6.3.1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1,23 BAEL9)

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$  flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient} \begin{cases} S_t \leq 0.9 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0.75 - 0.3 \times 2.1)} = 171 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.31 \text{ cm}^2$  .....condition vérifier Influence

#### IV.6.3.2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91

##### ▪ Pour Appuis de rive

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 108 \text{ KN}$$

$13,51 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN}$ .....condition vérifier.



▪ Pour un appui intermédiaire

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures (Art A.5.1.321/ BAEL91)**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[ 14.2 + \frac{5.39 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0.14 \text{ cm}^2$$

3.39 cm<sup>2</sup> > 0.14 cm<sup>2</sup> .....Condition vérifier.

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

**IV.6.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure (Art : A.5.1.321 BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{13.51 \times 27.5 \times 1}{0.9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0.088 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 2.1}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifier.}$$

**IV.6.4. Vérification à l'état limite de service ( ELS )**

$$\text{ELS : } M_{t \max} = 5,32 \text{ KN.m ; } M_{a \max} = 11,07 \text{ KN.m}$$

## 1. Sur travée :

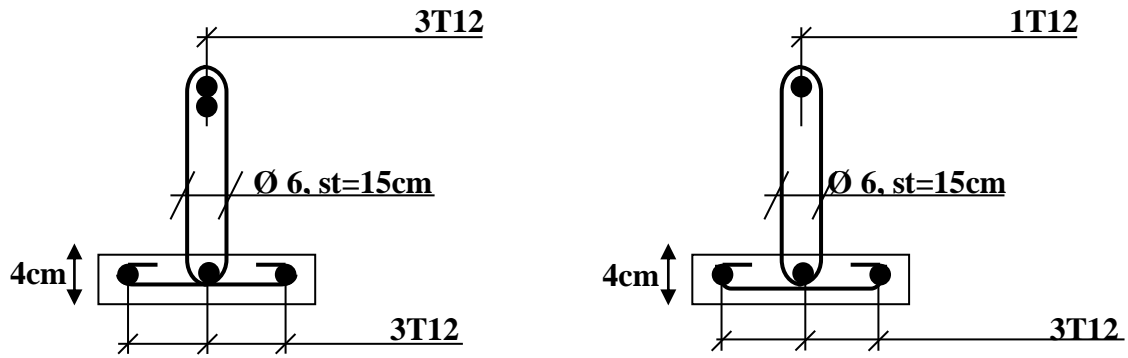
Tableau IV.16: Vérification des contraintes en travée.

Moment service	$M_{ser}$	5,32KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28,08} = 6,14 \text{ cm}$	6,14cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 5618,38$	5618,8cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I = 0,95$	0.95Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y = 5,83$	5,83MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y) = 169$	169MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5,83 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	169 < 400

## 2. Sur appui :

Tableau IV.17 : Vérification des contraintes en appui

Moment service	$M_{ser}$	11.07KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2. \times D \times d = 2 \times 0.78 \times 22 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28,08} = 6,14 \text{ cm}$	6,14cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	5618.88cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I = 1,97$	1,97Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	12,09MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	350,46MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	12,09 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	350,46 < 400



Sur appui intermédiaire

En travée

Figure IV.6 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

#### IV.6.2.5 .Ferrailage de la dalle de compression

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

Avec : L: distance entre l'axe des poutrelles (L=65 cm).

$$f_e = 500$$

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre Ø6.

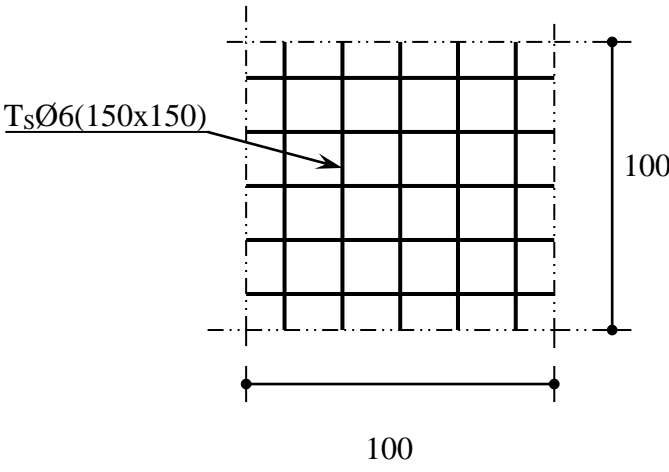


Figure IV.7 :Schéma de ferrailage

**Chapitre V :**  
***Etude Sismique***

## **V.1.ETUDE SISMIQUE**

### **V.1.1.Introduction**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme .

### **V.1.2.L'étude dynamique**

#### **V.1.2.1.Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### **V.1.2.2.MODELISATION DE LA STRUCTURE**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

#### **V.1.2.3.Modélisation de la structure étudiée**

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

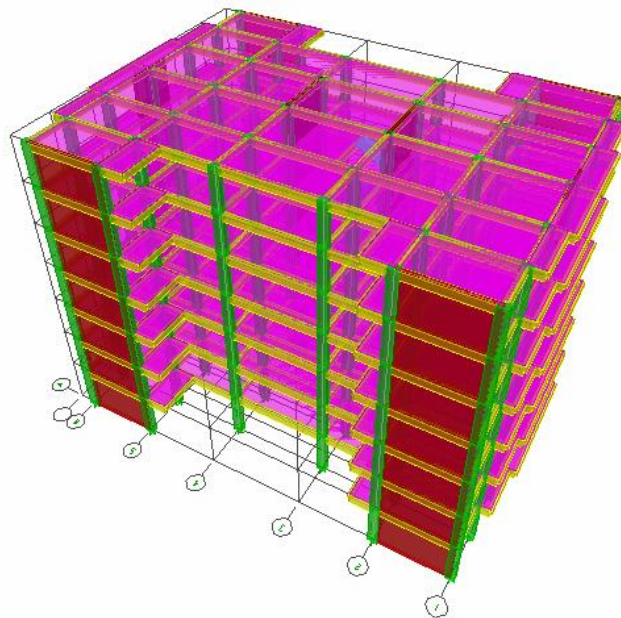
Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom *ETABS*.

### V.3. Présentation du logiciel ETABS

Le programme ETABS (**E**xtended **T**hree Dimensional **A**nalyse of **B**uilding **S**ystems) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Et de modélisation des structures d'ingénierie, Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages relevant du domaine des bâtiments.



*Figure V.1 : Modèle 3D de la structure.*

### V.4. COMBINAISON D'ACTION

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$ELA = G + Q \pm E$$



$$ELA = 0.8G \pm E$$

## V.5.CHOIX DES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

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

### V.5.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

#### V.5.1.1.Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

#### V.5.1.2.Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des 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.

### V.5.1.3. Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- ❖ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant,

autres les conditions de hauteur énoncées, 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** : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

## V.5.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

### V.5.2.1.Principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### **V.5.2.2.Modélisation**

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 déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

### **V.5.2.3.Domaine d'application**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

### **V.5.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

### **V.5.4.-Choix de la méthode de calcul**

-la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

## **V.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse**

- ◆ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de tissemsilt donc en zone IIa.
- ◆ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

- ♦ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

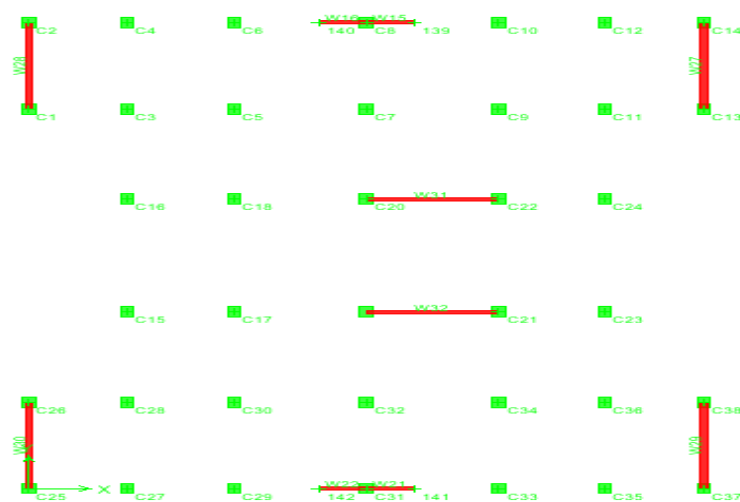
### V.7. Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.



*Figure V.2: Disposition des voiles.*

### V.8. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

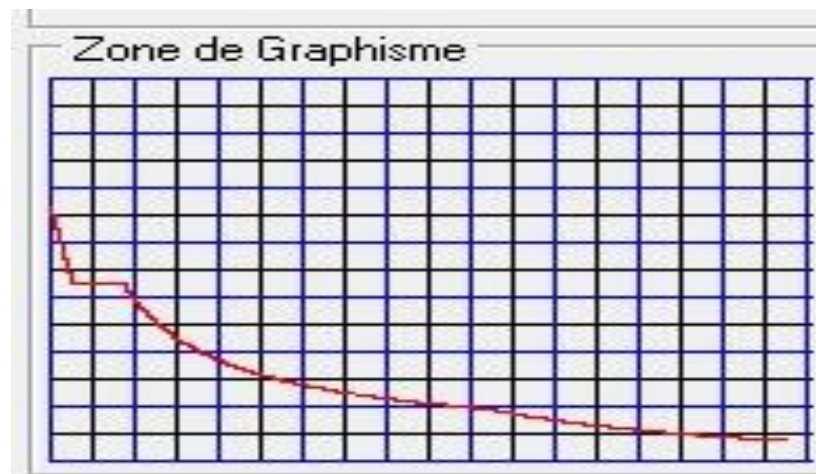


Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$g = 9,81$

$A$  : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « 2 » (bâtiment à usage d'habitation)

- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa)

Donc :  $A=0,15$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense)

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=5$  (Mixte portique /voiles.)

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_1=0,15$  s et  $T_2=0,5$  s (site meuble  $S=3$ )

Q : Facteur de qualité ( $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$ )

- |  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | $\Rightarrow$ observée $P_q=0$        |
| 2. Redondance en plan                                    | $\Rightarrow$ observée $P_q=0$        |
| 3. Régularité en plan                                    | $\Rightarrow$ observée $P_{q2}=0$     |
| 4. Régularité en élévation                               | $\Rightarrow$ non observée $P_q=0,05$ |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | $\Rightarrow$ non observée $P_q=0,05$ |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | $\Rightarrow$ non observée $P_q=0,1$  |

$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2$ .

### V.9. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \text{ tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{étage}^i$  : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

$W_{Qi}$  : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$  pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

$W = 36477,88$  kN (tirer du fichier résultat du ETABS)

$A = 0,15$  (groupe 2 zone IIa)     $Q = 1,20$      $R = 5$

#### ➤ le facteur d'amplification dynamique moyen D

il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par RPA99/ version 2003

#### ➤ Calcul de la période fondamentale de la structure par la formule empirique

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 21,76$  m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 21,60m \\ D_y = 30,10m \end{cases}$$

### AN:

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (21,76)^{3/4} = 0,50s. \text{ Dans les deux directions}$$

$$- \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{21,76}{\sqrt{20,60}} = 0,43s \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{21,76}{\sqrt{30,10}} = 0,36 s \end{cases}$$

### ❖ Condition sur la période fondamentale

**Sens longitudinal :**  $0 < T = 0,43s < T_2$  donc  $D_{long} = 2,5$   $\eta = 2,21$ .

**Sens transversal :**  $0 < T = 0,36 < T_2$  donc  $D_{trans} = 2,5$   $\eta = 2,21$ .

$D_{long} = D_{trans}$  donc on va faire un seul calcul pour V.

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_x \text{ statique} = V_y \text{ statique} = \frac{0,15 \times 1,20 \times 2,21}{5} \times 36477,88 = 2902,18 \text{KN}$$

### Résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente :  $0,8V < V_t$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau V.1: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

Résultante des forces sismiques	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>st</sub> (KN)	0,8V <sub>s t</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> >0,8V <sub>st</sub>
Sens x-x	3492,98	2902,18	2321,744	Condition vérifier
Sens y-y	3838,17	2902,18	2321,74	Condition vérifier

## V.10. Caractéristiques Géométriques

### ❖ Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

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

M<sub>i</sub> : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \text{ : sont les coordonnées de l'élément " i".}$$

### Calcul de l'excentricité

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et

dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

#### ➤ Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

#### ➤ Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :



$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

**Tableau V.2** :Centre de masse et Centre de rigidité.

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
<b>RDC</b>	537,1846	10,627	13,833	10,617	13,724	0,01	0,109
<b>1</b>	530,1565	10,624	13,834	10,631	13,732	0,007	0,102
<b>2</b>	530,1565	10,624	13,834	10,647	13,738	0,023	0,096
<b>3</b>	530,1565	10,624	13,834	10,66	13,741	0,036	0,093
<b>4</b>	530,1565	10,624	13,834	10,671	13,744	0,047	0,09
<b>5</b>	528,7261	10,621	13,838	10,679	13,745	0,058	0,093
<b>6</b>	531,9017	10,625	13,757	10,68	13,748	0,055	0,009

Donc :

$$e_a = 0,05 \times 30,10 = 1,51 \text{ m}$$

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1,51\text{m}$$

## V.11.Caractéristiques dynamiques de bâtiment

Le tableau V.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

**Tableau V.3.** Participation des masses cumulées.

Mode	Period(sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
<b>1</b>	0,575751	71,2952	0,0001	71,2952	0,0001
<b>2</b>	0,417293	0,0001	69,1652	71,2953	69,1653
<b>3</b>	0,414093	0	0,9722	71,2953	70,1375
<b>4</b>	0,135962	18,1462	0,0001	89,4415	70,1376
<b>5</b>	0,092787	0,0001	16,869	89,4416	87,0066
<b>6</b>	0,092298	0	3,4251	89,4416	90,4316
<b>7</b>	0,059971	6,154	0,0001	95,5956	90,4318
<b>8</b>	0,041805	0,0002	5,8838	95,5958	96,3155
<b>9</b>	0,041084	0	0,1631	95,5958	96,4787
<b>10</b>	0,036484	2,6045	0,0005	98,2003	96,4791
<b>11</b>	0,026722	0,0063	2,186	98,2066	98,6651
<b>12</b>	0,02613	1,1465	0,0126	99,3531	98,6777

❖ **La période fondamentale de la structure**

**Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,576s** .

2°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

4°/ participation massique dépasse 90% au 7<sup>ém</sup> mode selon le plan (x-x) et 6<sup>ém</sup> (y-y)

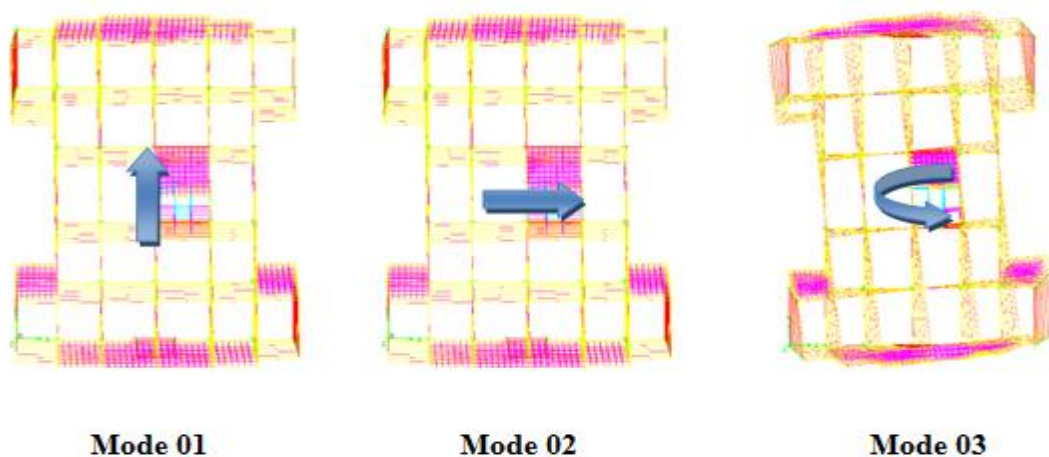
- Selon le **RPA99V03** les valeurs de  $T_{dyn}$  calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0,65 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.576 < T_{cal} = 0,65 \quad \text{Condition vérifiée}$$



*Figure V.4: Modes principaux de la vibration.*

## V.12. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i

$h_i$  : Niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas  $T < 0.7$  Sec donc  $F_t = 0 < 0.25 V$  condition vérifiée

$$V_{x,dyn} = V_{y,dyn} \text{ Donc : } F_{x,dyn,i} = F_{y,dyn,i}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.4 : résultat des forces sismiques.**

Niveau	H(m)	Wi (kN)	H x Wi	V <sub>x</sub> =V <sub>y</sub>	F <sub>x</sub> =F <sub>y</sub>
6	21,76	5217,9557	113542,72	2902,18	718,96
5	18,7	5186,8030	96993,22	2902,18	614,17
4	15,64	5200,8353	81341,06	2902,18	515,06
3	12,58	5200,8353	65426,51	2902,18	414,29
2	9,52	5200,8353	49511,95	2902,18	313,51
1	6,46	5200,8353	33597,39	2902,18	212,74
RDC	3,4	5269,7809	17917,26	2902,18	113,45
<b>Somme</b>			<b>458330,11</b>		<b>2902,18</b>

### V.13. Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison  $0.8G \pm E$ . En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

$M_s$  : Moment stabilisateur due aux charges verticales,  $M_s = W.L/2$

$M_r$  : moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times H_i$

$W$  : Poids du bâtiment

**Tableau V.5** : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	H (m)	F (kN)	$M_{Ren}$ (kN.m)
6	21,76	718,96	15644,57
5	18,7	614,17	1484,97
4	15,64	515,06	8055,53
3	12,58	414,29	5211,77
2	9,52	313,51	2984,62
1	6,46	212,74	1374,30
RDC	3,4	113,45	385,73
<b>Somme</b>			35141,49

➤ *Sens longitudinal*

\* $M_s = 393961,10 \text{ kN.m}$

\* $M_r = 35141,49 \text{ kN}$ .

\* $M_s / M_r = 11,21 \geq 1,5$ .....Condition vérifier.

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens x.

➤ *Sens transversal :*

\* $M_s = 548992,09 \text{ kN.m}$

\* $M_r = 35141,49 \text{ kN.m}$

\* $M_s / M_r = 15,62 \geq 1,5$ .....Condition vérifier.

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens y.

#### V.14. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2<sup>ème</sup> ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P-  $\Delta$  est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **k**.

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

$h_k$ : Hauteur de l'étage **k**.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_k$ : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de la torsion).

**R**: Coefficient de comportement de la structure.

Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2$  les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$  selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page 54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes  $\delta_{ek}$  avec la combinaison des charges suivantes G+Q+E

Tableau V.6 : Déplacements relatifs inter étages

Etage	Sens-X			Sens-Y			1%.h [m]	Observation
	$\delta_e$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]	$\delta_e$ [m]	$\delta_k$ [m]	$\Delta_k$ [m]		
6	0,0139	0,0695	0,011	0,0082	0,041	0,007	0,0306	Vérifiée
5	0,0117	0,0585	0,012	0,0068	0,034	0,0075	0,0306	Vérifiée
4	0,0093	0,0465	0,012	0,0053	0,0265	0,007	0,0306	Vérifiée
3	0,0069	0,0345	0,0115	0,0039	0,0195	0,007	0,0306	Vérifiée
2	0,0046	0,023	0,0105	0,0025	0,0125	0,0055	0,0306	Vérifiée
1	0,0025	0,0125	0,0085	0,0014	0,007	0,0045	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0008	0,004	0,004	0,0005	0,0025	0,0025	0,0340	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$ .

Etage	$h_k$ [m]	$P_k$ [kN]	Sens-X			Sens-Y		
			$\Delta_k$ [m]	$V_k$ [kN]	$\theta_k$	$\Delta_k$ [m]	$V_k$ [kN]	$\theta_k$
6	3,06	5217,9557	0,011	1013,97	0,0108	0,007	1127,07	0,0105
5	3,06	5186,8030	0,012	1768,46	0,0105	0,0075	1962,68	0,0065
4	3,06	5200,8353	0,012	2348,44	0,0087	0,007	2583,21	0,0046
3	3,06	5200,8353	0,0115	2799,8	0,0069	0,007	3062,62	0,0039
2	3,06	5200,8353	0,0105	3137,36	0,0046	0,0055	3431,07	0,0027
1	3,06	5200,8353	0,0085	3368,54	0,0043	0,0045	3692,01	0,0020
RDC	3,4	5269,7809	0,004	3492,98	0,0018	0,0025	3838,17	0,0016

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs  $\theta_{k/x}$  et  $\theta_{k/y}$  sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- $\Delta$  (Stable).





# *Chapitre VI :*

*Etude des éléments structuraux*

## VI.1 Chargement des portiques

### VI.2. Etude sous charges verticales et horizontales

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETAPS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

### VI.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

#### a. Poutres

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)] :

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

#### b. Poteaux

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)] :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec : G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

#### ➤ Le chargement

Pour la détermination du chargement des portiques, on calcule les charges supportées par la poutre de part et d'autre sans prendre en considération le poids propre des poutres et des voiles ; parce que L'ETAPS va prendre en considération.

**Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.**

	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$\sigma_b$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa
Situation durable	1,5	25	14,2	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,5	400

### ❖ Recommandations du RPA99/version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2.1**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

-  $A_s \geq 0.8\% b \times h$  en zone II.

➤ Leur pourcentage maximal

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm. ( $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ )

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

-  $40 \Phi$  en zone II.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone II.

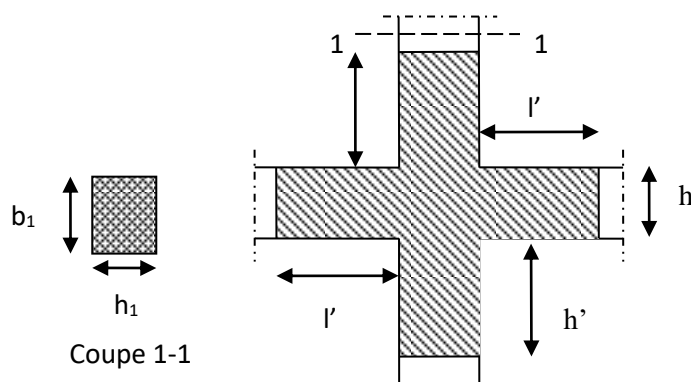
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure VI.1 : Zone nodale**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2** : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
RDC	40×60	19,2	96	144
1 <sup>ère</sup> étg – 6 <sup>ème</sup> étg	40×60	19,2	96	144

#### VI.4.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4 , les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$  : effort de traction.

$N > 0$  : effort de compression

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en 02 zones :

Les niveaux (RDC) ..... zone I

Les niveaux (1-2-3-4-5) ..... zone II

Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)
40× 60	1959,06	11.002	79,52	2387,15	1187,88	4,291	1427,56	8,012

### VI.5. Calcul de ferrailage des poteaux

$C = 2\text{cm}$ ,  $d = h - 2 = 58\text{ cm}$ , Acier FeE = 400MPa,  $l = 340\text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

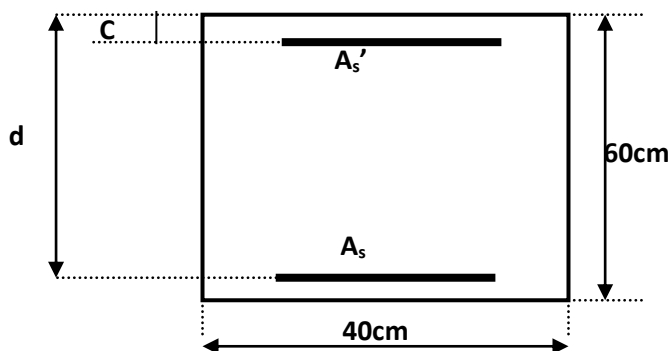


Figure VI.2 : Section du poteau à étudier.

#### • 1<sup>ère</sup> Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0056\text{ m} = 0,56\text{ cm.}$$

$e = 0,0056\text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3\text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1959,06 \times \left( 0,58 - \frac{0,6}{2} + 0,0056 \right) = 559,51 \text{ KN.m}$$

#### Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 1959,06 \text{ KN} < 2760,48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 559,51 \text{ KN.m} < 795,38 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

#### •2<sup>ème</sup> Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,033 \text{ m} = 3,3 \text{ cm.}$$

$e = 0,033 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2387,15 \times \left( 0,58 - \frac{0,6}{2} + 0,033 \right) = 747,18 \text{ KN.m} .$$

#### Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & N_u = 2358,15 \text{ KN} < 3592,51 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & M_u = 747,18 \text{ KN.m} < 988,30 \text{ KN.m} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

#### •3<sup>ème</sup> Cas 0,8G + E:

$$e = \frac{M}{N} = 0,0036 \text{ m} = 0.36 \text{ cm.}$$

$e = 0,0036 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1187.88 \times \left( 0,58 - \frac{0,6}{2} + 0,0036 \right) = 336,88 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. & Nu = 1187,88 \text{ KN} < 3592,51 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) & Mu = 336,88 \text{ KN.m} < 590,85 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=0$ ).

➤ **Section adoptée**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0; 0; 0; 0; 19,2)$$

Pour une section de béton (40×40) cm<sup>2</sup>

$$A_{\text{adopté}} = 19,2 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T20+4T16 =20,61cm<sup>2</sup>**.

**Tableau VI.4:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section de poteaux(cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC et les 6 étage	40×60	0	19,2	4T20+4T16=20,61

**VI.6.Calcul des armatures transversales :**

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ;
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

#### a) Condition de l'espacement

D'après le RPA 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$  **on prend**  $= 15 \text{ cm}$ .

#### b) Zone courante

Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,38}{0,40} = 5,95 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 80,96}{40 \times 400 \times 10^2} = 1,9 \text{ cm}^2$$

#### c) Quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,95 > 5$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times St \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times St \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**.

### VI.7.Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (40×60) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 80,96 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  :

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{80,96}{(40 \times 58)} = 0,34 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ . (Fissuration non préjudiciable)

$$\tau_u = 0,34 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

### VI.8.Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

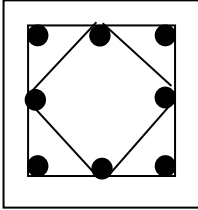
#### Zone courante

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max( ; 0,4 ) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Zone nodale

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 2,01 \text{ Mpa} \geq \max( ; 0,4 ) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau.VI.5 : Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux
RDC  a  6 <sup>ème</sup> étage  (40×60) cm <sup>2</sup>	 4T20+4T16

## VI.9. Etude des poutres

### VI.9.1. Introduction

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification, on ne tiendra pas en compte les efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par la BAEL91.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \end{array} \right. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ Si  $M_{sp2} / M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

➤ Si  $M_{sp2} / M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

### VI.9.2. Calcul de la section des armatures

#### a) Etat limite ultime de résistance

##### ❖ Armatures longitudinales

- Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$✓ A_{min} = 0,5\% \times b \times h \quad (\text{en toute section})$$

$$✓ A_{max} = 4\% \times b \times h \quad (\text{en zone courante}) .$$

$$✓ A_{max} = 6\% \times b \times h \quad (\text{en zone de recouvrement})$$

- ✓ La largeur minimale de recouvrement est de :  $40\varnothing$  (zone IIa)

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- D'après BAEL91

$$✓ \text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$✓ \text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 1,5$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{MIN}^{BAEL} ; A_{RPA_{MIN}})$$

##### ❖ Armatures transversales

### VI.9.3. Vérification de l'effort tranchant

$$➤ \text{Contrainte de cisaillement : } \tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art /A-5.1.1}$$

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- Contrainte admissible (fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \quad \text{Art/ A.5.1,211 BAEL91}$$

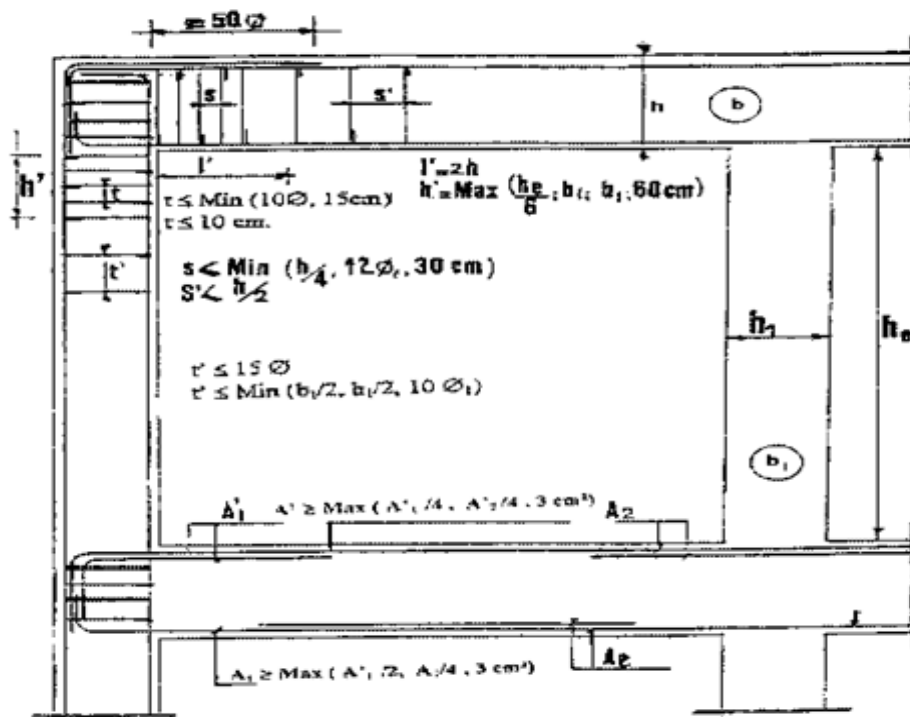
- Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{Art/ A.7.2.2 BAEL91}$$

➤ L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right\} \text{ en zone nodale RPA /7.5.2.2}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante RPA /7.5.2.2}$$



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

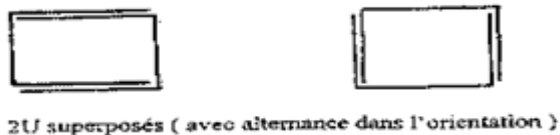


Figure VI.3: Disposition constructives des portiques

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants

Tableau VI.6: moments max des Poutres principales et secondaire.

Étages	Type	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)	T max(KN)
			M1	M2			
RDC a ème étages et les autre étage6	Pp	Travée	89,339	87,384	0,98	89,339	142,29
		Appuis	127,655	129,897	1.02	127,655	
	Ps	Travée	23,383	63,627	2,72	63,627	78,8
		Appuis	33,716	99,041	2,94	99,041	

#### VI.9.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC)

##### ❖ Poutre principale(30x50)

#### VI.9.4.1.Ferraillage longitudinal

##### ✓ Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 50 / 100 = \mathbf{7,50cm^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 50 / 100 = \mathbf{60cm^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 50 / 100 = \mathbf{90cm^2}$$
 (zone de recouvrement)

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

##### ❖ Données

- Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 50\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9 \times h_t = 45\text{cm}$
- $F_e = 400\text{MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18.48\text{ Mpa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

➤ **Ferraillage on travées**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=89,339\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=87,384\text{KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}}=0,98 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$Mt= 89,339\text{KN.m}$$

D'après BAEL 91( G+Q ± E. ) :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89,339 \times 10^6}{18.48 \times 450^2 \times 300} \mu = 0,08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0.08}}{2}$$

$$\beta = 0,96$$

$$A_t = \frac{Mt_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{89,339 \times 10^6}{0.96 \times 450 \times 400} = 5,17 \text{cm}^2.$$

$$A_{cal} = 5,17 \text{cm}^2 > A_{min} = 1,5 \text{cm}^2$$

➤ **Ferraillage on appuis**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1}=127,655\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2}=129,897\text{KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}}=1,02 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$Ma= 127,655\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{Ma_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127,655 \times 10^6}{14,2 \times 450^2 \times 300} \mu = 0,114$$

$$\mu = 0.114 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\times\mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\times 0.11}}{2}$$

$$\beta = 0.94$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{127,655 \times 10^6}{0.94 \times 450 \times 348} = 7,54 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

**Tableau.VI.7: Récapitulation du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire**

Etage	Type	Position	Moment	As calculer	As min(R PA)	Amin (BAE L)	Choix	As
RDC et 6 étages	PP	Travée	89,339	5,17	7,50	1,5	3T14+2T12	6,88
		Appuis	127,655	7,54			3T14+2T14	9,24
	PS	Travée	63,627	1,7	5.25	1,05	3T12+2T12	5,65
		Appuis	99,04	3,39			3T12+2T12	5,65

#### ❖ Vérification nécessaire pour les poutres

##### ✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min}$ .....condition vérifiée

##### ✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{142,29 \times 10^3}{450 \times 300} = 1,054 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\bar{\sigma}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.054 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

#### VI.9.4.2- Calcul les armatures transversales

✓ **Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min(14,29 ; 30 ; 12)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(40,5 ; 40 \text{ cm}) = 40,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante :  $St \leq h/2 = 25 \text{ cm}$
- Zone nodale :  $St \leq \min(h/4; 12\varphi) = 12,5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante :  $St = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale :  $St = 10 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$



$f_e = 235 \text{ Mpa}$  ;  $\delta_s = 1$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1.04 - 0.3 \cdot 1.2 \cdot 1) \cdot 30.1}{0.9 \cdot 1 \cdot 235} = 0.06 \text{ cm} \dots (1)$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left( \frac{At}{s_t} \right) \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{0.52 \times 30}{235} = 0.07 \text{ cm} \dots (2)$$

$$\left( \frac{At}{s_t} \right) \geq 0.07 \text{ cm}$$

De (1) et (2) : on prend  $s_t = 10 \text{ cm}$ .

D'où  $At \geq 0.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

## VI.9.4.3 Vérification à l'E.L.S

➤ Travée :

Tableau IV.8: Vérification des contraintes en travée.

Moment service	$M_{ser}$	64,754 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,34}{30} = 2,67 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 2,67 \times 45 = 240,3 \text{ cm}^2$ $Y = -2,67 + \sqrt{2,67^2 + 240,3} = 13,06 \text{ cm}$	13,06cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (30 \cdot (13,06)^3 / 3) + 15 \times 5,34 (45 - 13,06)^2 = 103990,71 \text{ cm}^4$	103990,17cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 64.754 \times 10^3 / 103990,17$	0.62Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$ $\sigma_b = 0,62 \times 13,06 = 8,09$	8,09 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,62(45 - 13,06)$	297,04MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEI91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	8,09 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec <math>\eta</math>: coefficient de fissuration pour HA <math>\phi \geq 6\text{mm}</math>; <math>\eta = 1,6</math></p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$	< 202

En appui :

Tableau IV.9: Vérification des contraintes en appui.

Moment service	$M_{ser}$	93,294KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,69}{30} = 3,85cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 3,85 \times 45 = 346,5cm^2$ $Y = -3,85 + \sqrt{3,85^2 + 346,5} = 22,86cm$	22,86cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (30.(22,86)^3/3) + 15 \times 3,85(45-22,85)^2$ $= 146449,40 cm^4$	146449,40cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$ $K = 93,249 \times 10^3 / 146449,40$	0.64Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$ $\sigma_b = 0,64 \times 22,86 = 14,63$	14,63 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,64(45 - 22,86)$	212,54MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	14,63 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec <math>\eta</math>: coefficient de fissuration pour HA <math>\phi \geq 6mm</math>; <math>\eta = 1,6</math></p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	212,54 < 202

#### VI.9.4.4. Vérification de la flèche :

##### ➤ poutre principale(30X50)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,075 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ As/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0057 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ poutre secondaire (30X35)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0097 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

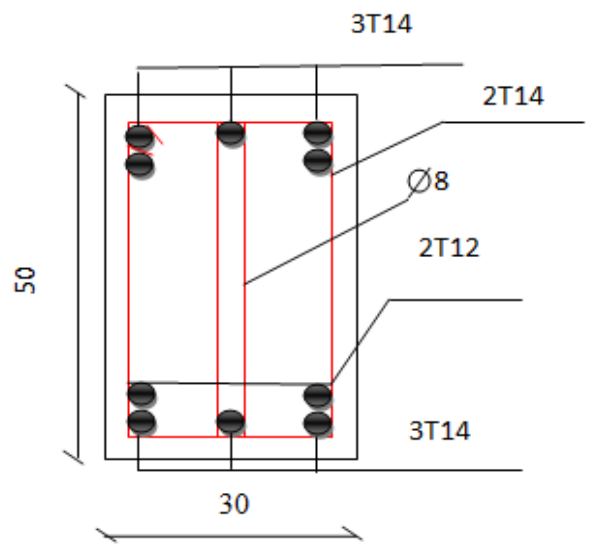


Figure VI.4: ferrailage des poutres principales.

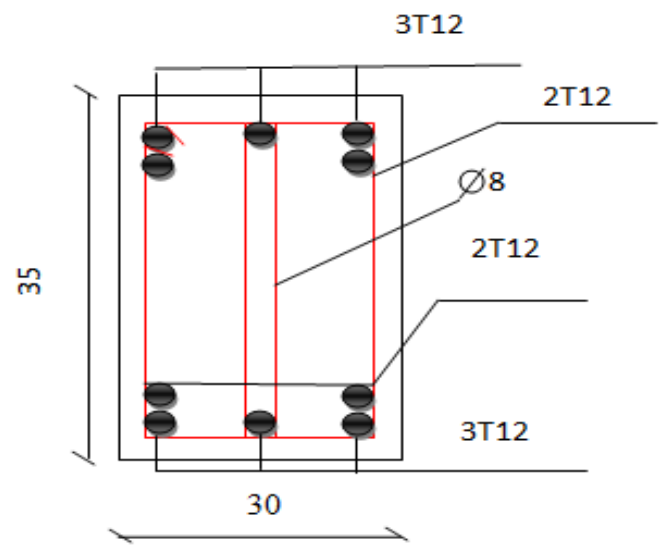


Figure VI.5: ferrailage des poutres secondaire.

## VI.10. Etude des voiles

### VI.10.1 Introduction

Le RPA/99/version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité). Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

### VI.10.2 Les recommandations du RPA99

#### a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- ✓ le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de  $0.2 \% \times l_t \times e$   
Avec:  $l_t$ : longueur de la zone tendue,  
e: épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St$ ) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- ✓ l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur  $L/10$  dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135^\circ$  de longueur  $10\phi$

#### c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

#### d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante:

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e} \quad v = 1.4 \times v_u$$

**VI.10.2.1. Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.**

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

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)  $S < \min(1.5e; 30 \text{ cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < e / 10$

➤ **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\emptyset$  en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20\emptyset$  en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

-Armatures verticales.

-Armatures horizontales.

-Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ ,

• Pour le ferrailage :  $0.8 G \pm E$ .

• Pour la vérification :  $G + Q \pm E$

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

**VI.10.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes**

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0,85.f_c_{28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

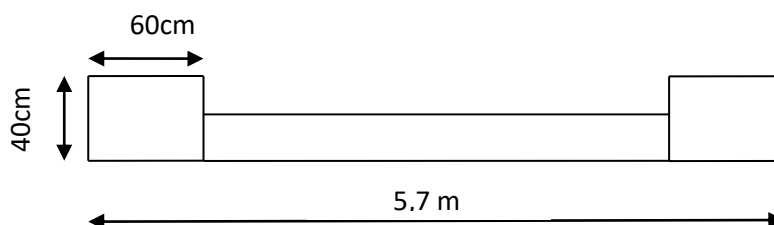
$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

**3<sup>ème</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### VI.10.4.Exemple de calcul

##### Voile V1(RDC)



**Figure VI.6:** Vue en plan du voile plein en U

**VI.10.4.1. Détermination des contraintes**✓ **Combinaison : (G + Q ± E)**

$$A = 1,38\text{m}^2$$

$$I = 4,6544\text{m}^4$$

$$V = 2.85\text{m}$$

$$N = 2307,83 \text{ KN}$$

$$M = 10752,939\text{KN.m}$$

$$T = 891,91\text{KN}$$

Vérification de la contrainte de compression sous: (G+Q±E)

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2307,83 \times 10^{-3}}{1,38} + \frac{10752,939 \times 2.85 \times 10^{-3}}{4,6544} = 8,25\text{MPa}$$

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

$$\sigma_2 = \frac{2307,83 \times 10^{-3}}{1,38} - \frac{10752,939 \times 2.85 \times 10^{-3}}{4,6544} = -4,91\text{MPa}$$

 $\sigma_1 = 8,25\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18.48\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$ 
 $\sigma_2 = -4,91\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18.48\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier.}$ 
**VI.10.4.2. Calcul des armatures verticales (0,8G ± E)**

$$N = 1793,01\text{KN}$$

$$M = 10741,399\text{KN.m}$$

$$T = 886,48\text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1793,01 \times 10^{-3}}{1,38} + \frac{10741,399 \times 2.85 \cdot 10^{-3}}{4,6544} = 7,88\text{MPa}$$

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

$$\sigma_2 = \frac{1793,01 \times 10^{-3}}{1,38} - \frac{10741,399 \times 2.85 \cdot 10^{-3}}{4,6544} = -5,28\text{MPa}$$

On a : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue



✓ **la longueur tendue**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{5,28}{7,88 + 5,28} \times 5,7$$

$$\Rightarrow X = 2,29 \text{ m}$$

✓ **La longueur de la zone comprimée**

$$Y = L - X = 5,7 - 2,29 = 3,41 \text{ m}$$

✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$** 

$$\sigma_3 = \frac{|\sigma_2| \times (X - b)}{X}$$

$$\sigma_3 = \frac{5,28 \times (2,29 - 0,64)}{2,29} = 3,9 \text{ Mpa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales****Effort de traction**

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \times b \times h = \left( \frac{5,28 + 3,9}{2} \right) \times 400 \times 600 = 1101600 \text{ N} = 1101,6 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} \times (X - b) \times e = \frac{3,9}{2} \times (2290 - 600) \times 200 = 659100 \text{ N} = 659,1 \text{ KN}$$

$$F_{\text{totale}} = F_1 + F_2 = 1101600 + 659100 = 1760700 \text{ N} = 1760,7 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{\text{TOT}}}{\sigma_s} = \frac{1760700}{400} = 4401,75 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{4401,75 \times 100}{229} = 1922,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times v}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 886,48 \times 10^3}{400} = 34,12 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{34,12 \times 100}{229} = 14,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section total d'armature :

$$A_{v\ tot}=14.90+7,38=22,28\text{cm}^2$$

▪ **Pourcentage minimal d'armature**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min}=0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où :  $L_T$  c'est la longueur tendue

$$A_{VTOT} > A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 229 = 9,16\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

▪ **L'espacement**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A\ 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

#### **VI.10.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$  , D'où :  $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile,  $d = 0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute,  **$h=340\text{cm}$** .

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 886,48 \times 10}{20 \times 280 \times 0,9} = 2,46 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

#### VI.10.4.4. Calcul des armatures horizontales

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_c \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression),}$$

$B$  : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(1793,01 \times 10^3 / 20 \times 280 \times 10^2)}{25} = 1,38$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(2,97 - 0,3 \times 2,1 \times 1,38)20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,085 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$ .

0,25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1.2 \text{ Mpa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(a \times 1 \text{ m}) = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur (**As=5,65cm<sup>2</sup>**) avec un espacement de **20cm** .

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,094 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### **VI.10.4.5. Les armatures de coutures**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>**.

#### **Choix d'armature**

- **Les poteaux**

$$4T20+4T16=20,61 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures verticales**

On adopte deux nappes en **2(5 T 12 /ml ) soit As = 11,31 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Les armatures transversales:**

On adopte deux nappes en **2 (5 T 12 /ml ) soit As =11.31 cm<sup>2</sup>/ml**

Tableau VI.11: Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles

Voile	Comb		Kn.m	$\sigma_1$	$\sigma_2$	X	$F_T$	$A_V$	$A_{Vj}$	$A_T$
$V_1$	G+Q+E	M	12550,943	12,85	-6,49	/	/	/	/	/
		N	3905,69							
	0.8G+Q	M	12555,283	11,93	-7,42	1,75	1659,600	27,12	10,37	37,49
		N	2771,39							
$V_3$	G+Q+E	M	10752,939	8,26	-4,91	/	/	/	/	/
		N	2307,83							
	0.8G+Q	M	10741,399	7,88	-5,28	2,29	6760,2	7,38	14,90	22,28
		N	1793,01							
$V_5$	G+Q+E	M	2554,424	3,12	-0,01	/	/	/	/	/
		N	2142,97							
	0.8G+Q	M	2549,278	2,65	-0,47	0,63	8,90	3,21	28,03	31,24
		N	1504,47							

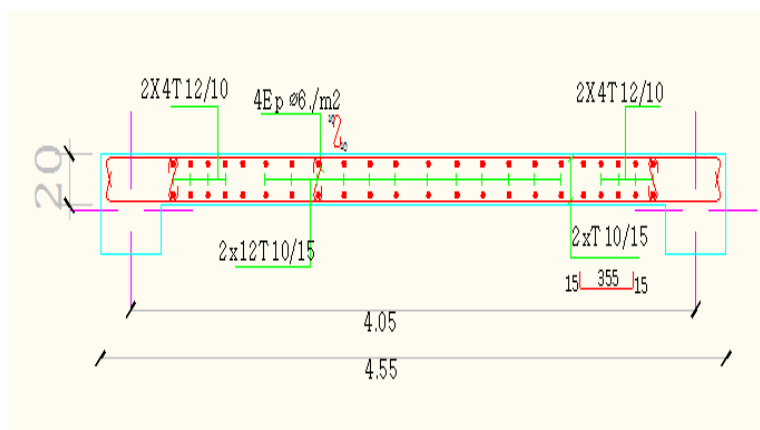


Figure VI.7 : Disposition des armatures du voile

**Chapitre VI :**

***Etude de l'infrastructure***

## VII.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## VII.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

### VII.2.1. Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

### VII.2.2. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes) ;
- Fondations sur pieux (profondes).

### VII.2.3. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau ;
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile ;

### VII.2.4. Choix du type de fondations

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;

- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

### VII.2.5. Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement ;
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

La combinaison de la vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $G \pm 0,8 E$   
 $G + Q \pm E$

### VII.2.6. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,9 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

### VII.2.7. Vérification des semelles isolées

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

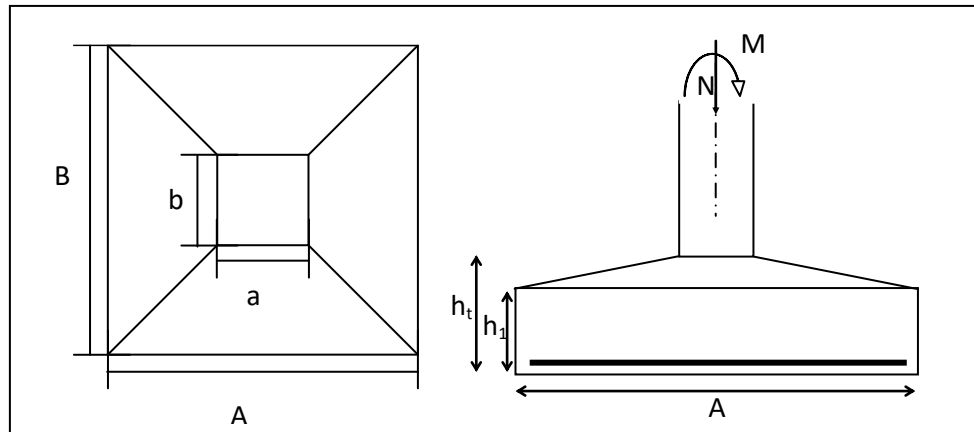
On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel L'ETABS .V.9.7.4 , N=3709,31 KN

S : Surface d'appuis de la semelles=A.B

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.  $\overline{\sigma_{sol}} = 190 \text{ KN/m}^2$





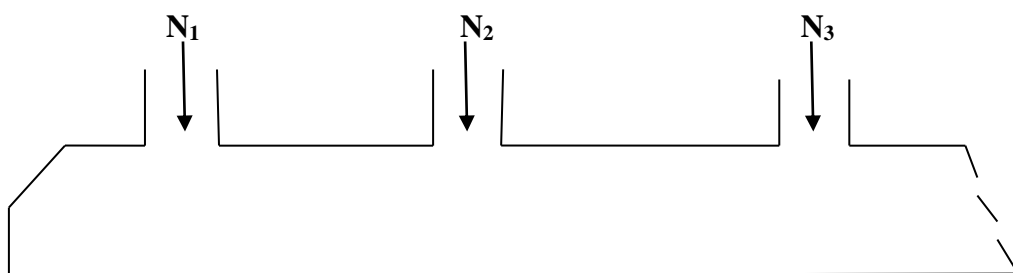
**Figure VII.1** : Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{3709,31}{190}} \quad AN : B \geq 4,42$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,10 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### VII.2.8. Vérification des Semelles filantes



**Figure VII.2** : Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

- Selon (X)

**Tableau VII.1:** Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

File	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m <sup>2</sup> )
A	6884,70	21,6	1,68	2	43,20
B	6479,74	21,6	1,58	2	43,20
C	6509,79	21,6	1,59	2	43,20
D	4807,02	21,6	1,17	2	43,20
E	8327,06	15,40	2,85	3	46,20
F	8433,51	15,40	2,88	3	46,20

- Selon (Y)

**Tableau VII. 1:** Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisie(m)	S(m <sup>2</sup> )
1	5827,46	28,1	1,09	2	56,23
2	5663,74	28,1	1,06	2	56,23
3	7316,04	28,1	1,37	2	56,23
4	5196,26	28,1	0,97	1	28,1
5	5802,23	28,1	1,09	2	56,23
6	5550,64	28,1	1,04	2	56,23
7	5101,5	28,1	0,96	1	28,1

**Remarque:** La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment ;  $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$ .

Surface totale des semelles = 602,4m<sup>2</sup> (Ss).

Surface total du bâtiment = 526,196m<sup>2</sup> (Sb)

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{602,4}{526,196} = 1,14 = 114\% > 50\%.$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

### VII.2.9. Etude du Radier général

#### VII.2.9.1. Définition du radier

Le radier est défini comme une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

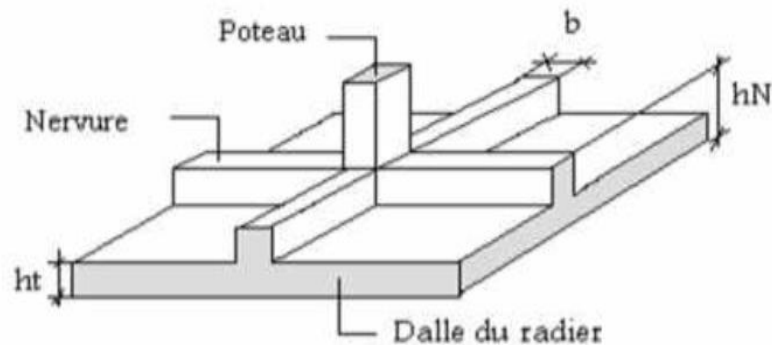


Figure VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### VII.2.9.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et les charges d'exploitations dues à la superstructure.

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec :  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

#### ❖ Combinaison d'actions

à L'E.L.U:  $N_U = 70116,40\text{KN}=7011,64\text{t}$

à L'E.L.S:  $N_{\text{ser}} = 51193,99\text{KN}=5119,4\text{t}$

❖ **Surface minimale du radier**

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{51193,99}{190} = 269,44m^2$$

$$S_{bat}=526,196 m^2 > S_{rad}=269,44m^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 80 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : **S=559,28m<sup>2</sup>**.

❖ **Épaisseur du radier (h)**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{ avec : } L = 605\text{cm}$$

$$24,2 \leq d \leq 30,25\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

✓ **Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec ; **V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1m.(70116,4 / 559,28).6,05}{2} = 379,24\text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{37,9 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 25,26\text{cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on aura  $d \geq 25,26$  cm

Donc :  $h \geq d+c= 25,26+5=30,26\text{cm}$

**Soit : h= 35 cm.**

**On prend :h=35cm ;d=30cm**

**VII.2.9.3. Dimensionnement des poutres de libage**

Le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 67,22\text{cm} \leq h \leq 100,83\text{cm}$$

On prend comme dimension : **h = 70cm , d=63cm , b = 45cm**

#### VII.2.9.4. Vérification des contraintes

✓ **Poids propre du radier :**

En tenant compte du poids propre du radier et la poutre libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 2.5(0.35 \times 559,28 + 0,7 \times 0.45 \times 313,9)$$

$$G_{\text{rad}} = 736,57\text{t}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} = 5119,4 + 736,59 = 5855,97\text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5855,97}{559,28} = 10,47\text{t/m}^2 < 19\text{ t/m}^2 = 1,9\text{bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### VII.2.9.5. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,70)^3 / 12 = 0,013\text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216419\text{ t/m}^2$ .

b : largeur de la poutre  $b = 0,45\text{m}$ .

K : coefficient du raideur de sol  $k = 40\text{ t/m}^2$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,013}{400 \times 0,45}} = 5,52\text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 6,05\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,24\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\text{max}}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

#### VII.2.9.6. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,voil} = 5081,15 \text{Kn}$  Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$u_c = 2(0,20+4,15+2 \times 0,70) = 11,5 \text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11,5 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 6037,5 \text{Kn}$$

$N_u = 5081,15 \text{Kn} \leq 6037,5 \text{Kn}$ .....condition vérifiée

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 1959,06 \text{kN}$  Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$u_c = 2(0,40+0,60+2 \times 0,70) = 4,8 \text{m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 4,8 \times 0,70 \times 25000}{1.5} \leq 2520 \text{Kn}$$

$N_u = 1959,06 \text{Kn} \leq 2520 \text{Kn}$ .....condition vérifiée.

### VII.2.9.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire, afin d'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

$W$  : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 36477,88 + 736,57 = 37214,45 \text{ kN.}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{t/m}^3$ )

$h$  : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 2$ )

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 559,28 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2 \times 559,28 = 1677,84 \text{Kn}$$

$W = 37214,45 > 1677,84 \text{ kN}$  ... .. Condition vérifiée

**VII.2.9.8. Evaluation des charges pour le calcul du radier**

$$N_{u-T} = N_u + 1,35G_{\text{radier}}$$

$$N_u = 7011,64 + 1,35 \times 736,57 = 8006 \text{ t}$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_r} = \frac{8006}{559,28} = 14,31 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 13,44 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{5119,39}{559,28} = 9,15 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 8,28 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 13,44 \text{ t/m}^2.$$

**VII.3. Ferrailage du radier****VII.3.1 Ferrailage des dalles**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L<sub>x</sub> et L<sub>y</sub> avec L<sub>x</sub> ≤ L<sub>y</sub>.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par:

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

✓ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_t = 0,35 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$$L_y = 6,65 - 0,6 = 6,05$$

$$L_x = 4,15 - 0,4 = 3,75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{6,05} = 0,62 > 0,4$$

La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ \nu = 0 \text{ (ELUR)} \end{cases} \begin{cases} \mu_x = 0,0795 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 15,02 \text{ t.m} \\ M_{oy} = 4,82 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travée sont:

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 12,77 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 4,09 \text{ t.m}$$

➤ **En travée :**

✓ **Sens X :**

$$M_{tx} = 12,77 \text{ t.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{12,77 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,099 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,099 \Rightarrow \beta = 0,948 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,77 \times 10^4}{0,948 \times 30 \times 348} = 12,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **8T16cm<sup>2</sup> / ml** , **A = 16,08cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 20 cm**

✓ **Sens Y :**

$$M_{ty} = 4,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{4,09 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0320 \Rightarrow \beta =$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,09 \times 10^4}{0,984 \times 30 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



On adopte : **6T16 = 12,06cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **En appuis :**

❖ **Sens X**

$$M_a = 0,5 \times 15,02 = 7,51 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7,51 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,51 \times 10^4}{0,969 \times 30 \times 348} = 7,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **25cm**.

❖ **Sens Y**

$$M_a = 0,5 \times 4,82 = 2,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,41 \times 10^4}{100 \times 30^2 \times 14,2} = 0,0189 < 0 \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0189 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,41 \times 10^4}{0,990 \times 30 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T14 = 7,70cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **25cm**.

### VII.3.2. Vérification de l'espacement

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

$$St \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

### VII.3.3. Vérification des contraintes à ELS :

**En travée**

✓ **Sens X:**  $M_{\text{ser}} = 7,87 \text{ t.m}$

**Tableau VII.3 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens x)**

Moment service	$M_{ser}$	78,7KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{13,76}{100} = 2,064cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 2,064 \times 30 = 123,84cm^2$ $Y = -2,064 + \sqrt{2,064^2 + 123,84} = 7.83cm$	9,25cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(9,25)^3/3) + 15 \times 13,76(30 - 9,25)^2 = 115249,87 cm^4$	115249,87cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I \quad K = \frac{78,7 \times 10^3}{115249,87}$	0,68Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,68 \times 7.83$	6,73Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,68(30 - 9,25)$	199Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6,73 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$	199 < 202

Sens Y:  $M_{ser}=2,56t.m$ 

Tableau VII.4 : Vérification à l'E.L.S du radier en travée (dans le sens y)

Moment service	$M_{ser}$	25,6KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,68 \times 30 = 40,8cm^2$ $Y = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 40,8} = 5,74cm$	5,74cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(5,74)^3/3) + 15 \times 4,52(30 - 5,74)^2 = 46207,50 cm^4$	46207,50cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{25,6 \times 10^3}{46207,50}$	0,55Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,55 \times 5,74$	3,2Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,55(30 - 5,74)$	200,145Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,2 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$	200,145 < 202

**En appuis**➤ **Sens X**

Ma=7,51t.m

**Tableau VII.5 : Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens x)**

Moment service	$M_{ser}$	75,1KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,70}{100} = 1,16cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 1,16 \times 30 = 96cm^2$ $Y = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 96} = 8,77cm$	8,77cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(8,77)^3/3) + 15 \times 7,70(30 - 8,77)^2 = 74541,54cm^4$	74541,54cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I \quad K = \frac{75,1 \times 10^3}{74541,54}$	0,5Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,5 \times 8,77$	4,39MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,5(30 - 8,77)$	159,22MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 . 5 . 2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4,39 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	159,22 < 202

## ➤ Sens Y

Ma=2,41t.m

**Tableau VII.6:** Vérification à l'E.L.S du radier en appuis (dans le sens y)

Moment service	$M_{ser}$	24,1KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,95}{100} = 0,59cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,59 \times 30 = 35,4cm^2$ $Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 35,4} = 5,39cm$	5,39cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100.(5,39)^3/3) + 15 \times 3,95(30 - 5,39)^2 = 37939,22cm^4$	37939,22cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I \quad K = \frac{24,1 \times 10^3}{37939,22}$	0,63Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,63 \times 5,39$	3,39MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,63(30 - 3,39)$	199MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,39 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	199 < 202

**VII.4. Ferrailage des poutres de libages**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens

et on considère des travées isostatiques.

### VII.4.1. Sens longitudinal

➤ Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 3,75\text{m}$

$Ly_1 = 6,05\text{m}$

$Lx_2 = 3,75\text{m}$

$Q = 12,77 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{12,77}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,75^2}{3 \times 6,05^2} \right) . 3,75 + \left( 1 - \frac{3,75^2}{3 \times 6,05^2} \right) . 3,75 \right] = 17,07 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{17,07 \times 6,05^2}{8} = 78,1 \text{ t.m}$$

### VII.4.2. Calcul du ferrailage

➤ En travée

$M_t = 0,85M_0 = 0,85 . 78,1 = 66,39 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66,39 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,262 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,262 \Rightarrow \beta = 0,845$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66,39 \times 10^4}{0,845 \times 63 \times 348} = 35,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :  $4T20+4T20+4T20=37,71\text{cm}^2$

➤ En appuis :

• Appuis intermédiaires:

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 . 78,1 = 39,05 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,05 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,154 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,154 \Rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,05 \times 10^4}{0,916 \times 63 \times 348} = 19,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (4T16) + (4T16)+(4T14) ; A =22,15cm<sup>2</sup>

- **Appuis de rive:**

$$M_a=0,2.M_0=0,2.78,1=15,62\text{t.m t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,62 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,62 \times 10^4}{0,968 \times 63 \times 348} = 7,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : (4T14) + (4T14) ; A =8,25cm<sup>2</sup>

### VII.4.3. Sens transversal

#### Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q =8,28 t/m<sup>2</sup>

$$Lx_1 = 3,75 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 12,77 \cdot 3,75 = 20,7$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{20,7 \times 3,75^2}{8} = 36,39 \text{ t.m}$$

#### VII.4.4. Calcul du ferrailage

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 36,39 = 30,93\text{t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{30,93 \times 10^4}{45 \cdot (63)^2 \times 14,17} = 0,122 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,93 \times 10^4}{0,935 \cdot 63 \cdot 348} = 15,09\text{cm}^2.$$

On adopte 4T16+4T16 ; A=16,08cm<sup>2</sup>

➤ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_a=0,5.M_0=0,5 \times 36,39=18,2 \text{ t.m} \quad b=45\text{cm} \quad h=70\text{cm} \quad d=0,9h=63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{18,2 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{18,2 \times 10^4}{0,963.63.348} = 8,62\text{cm}^2.$$

$$A_s = 8,62\text{cm}^2$$

On adopte : **4T14+4T14** ; **A = 12,32cm<sup>2</sup>**.

• **Appuis de rive:**

$$M_a=0,2.M_0=0,2 \times 36,39=7,28 \text{ t.m} \quad ; b=45\text{cm} \quad h=70\text{cm} \quad d=0,9h=63\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7,28 \times 10^4}{45.(63)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,28 \times 10^4}{0,985.63.348} = 3,37\text{cm}^2.$$

On adopte : **(4T12+4T12)** ; **A = 9,04cm<sup>2</sup>**.

### VII.4.5. Armature de peau

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,80) = \mathbf{6.3 \text{ cm}^2}$$

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,70 \times 0,45) \text{ m}^2$ , on a :

**Soit : 4T16 , A<sub>s</sub> = 8,03cm<sup>2</sup>**



**VII.5. Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 80,96 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{80,96}{450 \times 630} = 2,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures transversales :**

**Diamètre:**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(17,5; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(2,04 - 0,3 \times 2,1) \times 45 \times 10}{0,8 \times 400} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10 , A=3,84cm<sup>2</sup>.

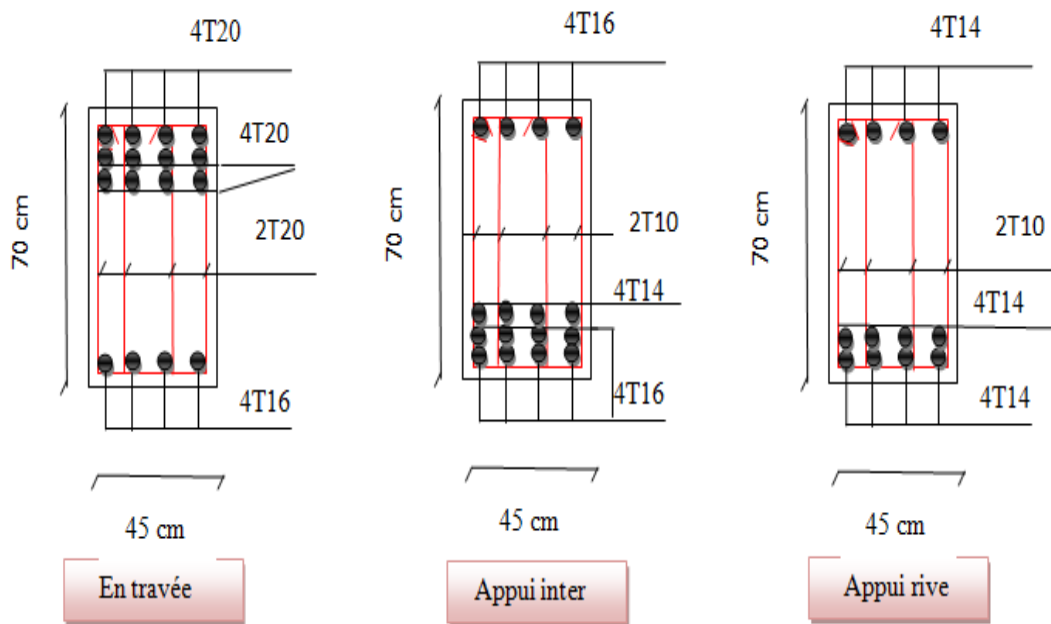


Figure VII.4: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

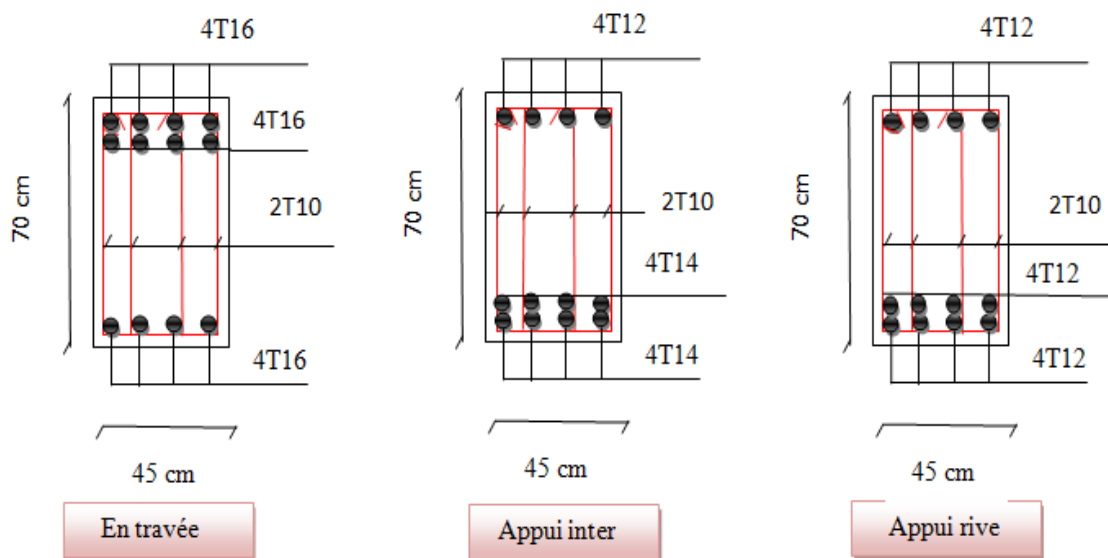


Figure VII.5: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, ainsi d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires en plus de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet, afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de la conception d'une est de réduire le risque sismique à un niveau minimal à partir de la bonne disposition des voiles de contreventement et d'autre part de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires avec un cout minimal.

# Bibliographies

## ➤ Règlements :

- ❖ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ❖ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- ❖ Règles techniques et réglementaire Surcharge et charge permanente :  
DTR B.C.2.2

## ➤ Logiciels

- ❖ ETABS version 9.7.4.
- ❖ Spectre 2006. V :4,00.
- ❖ Auto CAD 2009 Français.
- ❖ Microsoft Office Excel 2007.
- ❖ Microsoft Office word 2007.