



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie
Département de Sciences et de la Technologie

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

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation implanté en zone
sismique en tenant compte l'interaction sol structure**

Présenté en 23 Septembre 2020 par :

M^{elle} BATTOU Dalila

M^{elle} BERRIM Zakia

Devant le Jury composé de:

D^r BOUBKEUR Toufik

Président

D^r BESSEGHIER Abderrahmane

Examineur

M^r DJEFFAL Houcine

Encadreur

D^r ABDELHAMIDE Abdelmalek

Encadreur

Année universitaire : 2019-2020



Remerciements

Nous remercions tout d'abords ullah le tout puissant que nous éclaire le bon chemin et nous avoir le courage la patience et la volonté, de réaliser notre travaille.

Nous remercions vivement et de chaleureusement notre encadreurs M^r DJEFFAL Houcine /ABDELHAMID abdelmalek pour nous avoir offert les conditions favorables et pour nous avoir parfaitement guidés tout le long de la réalisation de ce travaille.

Notre reconnaissance s'adresse à Monsieur BOUBEKEUR Toufik D'avoir accepté de présider le jury de mon mémoire. Ainsi, nous tenions à exprimer nos remerciements au Monsieur BESSEGHIER Abderrahmane qui accepté d'évaluer notre travail.

Nous teignons également à adresser mes remerciement à mes enseignants de l'institue des sciences et technologie de TESSEMSSILTE

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous disons merci.

Dédicace

*En premier lieu, au Allah tout puissant de m'avoir
accordé*

La puissance et la volonté pour terminer ce travail.

*A mes parents les plus chers que ma vie, qui ont su
m'apporter amour*

*Et sentiment tendre et qui ont fait de moi ce que je suis
aujourd'hui*

Et je leur serai toujours redevable.

A l'homme le plus précieux dans ma vie: Ibrahim

A mes frères : Mohamed et Lahcene.

A mes sœurs : Wahiba, Naima et Chaimaa.

A mes neveux : Iyade, dyaa dine

A mon binôme BERRIM zakya et sa famille.

*A spécialement à : SAFIKHEDOU Farida, BOUZARA hasna, HOUACHHEM achouak,
DOUS aicha*

A tous mes amis

A tous ce qui me sont chers.

BATTOU dalila

Dédicace

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes

Les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leur amour et

pour le courage et la volonté qu'ils m'ont

Inculqué.

A mes très chers sœurs et frères sans exception.

A mon neveu saadoun, et mes nièces

A la famille

de mon binôme BATTOU.

A tous mes amis et collègues sans exception

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation, Le Projet sera situé dans la wilaya de **TISSEMSILT** qui est classé comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Pour prendre en compte l'interaction sol structure, nous avons décrit et détaillé les différentes méthodes et les notions importantes.

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, D.T.R, BAEL91).

Dans cette étude nous allons utiliser Le logiciel SAP2000 version 14.0.0

En Fin, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des Fondations.

Mots clés : RPA, Béton armé, voile, poteaux, poutres, période, BAEL, SAP.

Abstract

The purpose of this work is the study of a building (R + 4) for residential use. The Project will be located in the wilaya of **TISSEMSILT** which is classified as a zone of medium seismicity(zone IIa).

To take into account the soil structure interaction, we have described and detailed the different methods and the important concepts.

The resistance of the building is ensured by a bracing system

The design was made according to the building regulations in force (RPA99version2003, D.T.R, BAEL91).

In this study we will use SAP2000 software version 14.0.0

Finally, the study of the building infrastructure was made by calculating the Foundations.

Keywords: RPA, Reinforced concrete, wall, posts, beams, period, BAEL, SAP

ملخص

TISSEMSILT للاستخدام السكني، ويقع المشروع في ولاية (R + 4) الغرض من هذا العمل هو دراسة مبنى (IIa المنطقة) المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة

. مراعاة تفاعل بنية التربة ، قمنا بوصف وتفصيل الطرق المختلفة والمفاهيم المهمة

يتم ضمان مقاومة المبنى من خلال نظام تقوية

(RPA99version2003 ،D.T.R ،BAEL91). تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المعمول بها

SAP2000 14.0.0 في هذه الدراسة سوف نستخدم إصدار برنامج

أخيراً ، تمت دراسة البنية التحتية للمبنى من خلال حساب الأساسات

الكلمات المفتاحية : RPA ، الخرسانة المسلحة ، الشراع ، الأعمدة ، الحزم ، الفترة ، BAEL.

Liste des matières

Remerciements.....	I
Dédicace I.....	II
Dédicace II.....	III
Résumé	IV
Abstract.....	V
ملخص	VI
Liste des matieres	VII
Liste des figures.....	XIII
Liste des tableaux	XVI
Liste des notations et symboles	XVIII
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Notions de Base de L'Interaction Sol-Structures (ISS)	
I.1. Introduction	5
I.2. Caractéristiques physiques des sols.....	5
I.2.1. Poids volumique, teneur en eau, indice des vides.....	5
I. 3. Les caractéristiques dynamiques de sol	7
I.4. Les essais géotechniques de sol.....	8
I.4.1. L'identification Des Sols.....	8
I.4.2. Essais in situ.....	9
I.5. Essais géophysique.....	11
I.5.1. Méthodes potentielles.....	12
I.5.2. Méthodes acoustiques.....	14

I.6. Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS).....	16
I.6.1. Les composantes de l'interaction.....	17
I.7. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol-Structure.....	18
I.7.1. Méthodes globales.....	18
I.7.2. Méthodes de sous-structure.....	20
I.8. Modélisation de l'interaction sol structure (ISS).....	23
I.8.1. Nécessité de modéliser le sol.....	23
I.8.2 Modélisation du sol par un système de ressorts amortis.....	24
I.9. Conclusion.....	26

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction.....	27
II.2. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans).....	27
II.2.1. Description géométrique du bâtiment.....	27
II.3. Choix constructif.....	29
II.3.1. Ossature.....	29
II.3.2. Planchers.....	29
II.3.3. L'infrastructure.....	29
II.4. Les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux.....	29
II.4.1. Béton.....	29
II.4.2. Acier.....	32
II.5. Contrainte admissible de cisaillement.....	33
II.6. Contrainte limite de traction des armatures	33

II.7. Conclusion.....	34
------------------------------	-----------

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Introduction	35
III.1. Les planchers	35
III.1.1. Dimensionnement des planchers.....	35
III.1.2. Descente de charges des planchers.....	36
III.1.3. Application de loi de dégression.....	38
III.2. Les poutrelles.....	40
III.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	40
III.3.1. Les poutres.....	40
III.3.2. Les poteaux.....	41
III.3.3. Pré dimensionnement du voile	44
III.4. Conclusion.....	45

Chapitre IV: les éléments non structuraux

IV.1. Introduction.....	48
IV.2. Acrotère.....	48
IV.2.1. Hypothèse de calcule.....	48
IV.2.2. Dimensions.....	48

IV.2.3.	Calcul des sollicitations.....	50
IV.2.4.	Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue	50
IV.2.5.	Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	52
IV.2.6.	Armature de répartition.....	53
IV.2.7.	Vérification à l'E.L.S.....	53
IV.2.8.	Vérification de la contrainte de cisaillement	53
IV.3.	Balcon.....	56
IV.3.1.	Introduction	56
IV.3.2.	Hypothèses de calcul.....	56
IV.3.3.	Evaluation des charges et surcharges.....	56
IV.3.4.	Calcul des sollicitations.....	57
IV.3.5.	Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	58
IV.3.6.	Vérification à l'E.L.S.....	59
IV.3.7.	Calcul du moment d'inertie	61
IV.4	Escaliers	62
IV.4.1.1.	Dimensions des escaliers.....	62
IV.4.1.2.	Dimensionnement des marches et des contre marches.....	63
IV.4.1.3.	Évaluation des charges et des surcharges.....	64

IV.4.1.4. Calcul des sollicitations.....	65
IV.4.1.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	67
IV.4.1.6. Vérifications à l'E.L.S.....	69
IV.4.1.7 Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	72
IV.4.2. Étude de la poutre palière.....	76
IV.4.2.1. Dimensionnement.....	76
IV.4.2.2. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003.....	76
IV.4.2.3. Charges supportées par la poutre.....	76
IV.4.2.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U	77
IV.4.2.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	77
IV.4.2.6. Vérifications de la poutre palière l'E.L.U.R.....	78
IV.4.2.7. Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	79
IV.4.2.8. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	80
IV.4.2.9. Ferrailage des armatures transversales	81
IV.5. Dalle plane	82
IV.5.1. Hypothèses de calcul.....	82
IV.5.2. Calcul des sollicitations.....	83
IV.5.3. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R.....	84
IV.5.4. Vérification à l'E.L.S.....	86
IV.5.5. Armatures finales.....	87
IV.6. Conclusion.....	89

Chapitre V : Les Planchers

V.1. Introduction.....	90
V.2. PLANCHEREN CORPS CREUX.....	90
V.2.1. Etude des poutrelles.....	91
V.2.2. Calcul des poutrelles.....	92

V.2.3. Evaluation des charges.....	96
V.2.4. Les Différents types de poutrelles.....	97
V.2.5. Calcul du ferrailage.....	101
V.2.6. Ferrailage de la dalle de compression.....	109
V.3. Conclusion.....	110

Chapitre VI : Etude Dynamique

VI.1. Introduction.....	111
VI.2. Choix de la méthode de calcul.....	111
VI.2.1. Méthode statique équivalente.....	111
VI.2.2. Méthode dynamique qui regroupe.....	112
VI.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	113
VI.3. Modélisation de la structure étudiée	113
VI.4. Disposition des voiles.....	115
VI.5. Calcule par la méthode spectrale.....	116
VI.5.1. Calcule de la force sismique	116
VI.5.2. Détermination des coefficients.....	116
VI.6. Spectre de réponse de calcul.....	120
VI.7. Combinaisons d'action.....	120
VI.7.1. Sollicitation du 1 ^{er} genre (BAEL 91).....	121
VI.7.2. Sollicitation du 2 ^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)].....	121
VI.8. Détermination des poids (W_t) de la structure.....	121
VI.9. Caractéristiques dynamiques de bâtiment.....	121
VI.10. Vérifications.....	123
VI.10.1. Vérifications de participation de la masse.....	123
VI.10.2. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	124
VI.10.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	124
VI.10.4. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	125

VI.10.5. Justification du coefficient du comportement.....	127
VI.11. Conclusion.....	129

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1 Introduction.....	130
VII.2 Ferrailage des poteaux.....	130
VII .2.1 Combinaisons des charges.....	131
VII.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003.....	133
VII.2.3. Sollicitations de calcul.....	133
VII.2.4 Calcule de ferrailage des poteaux.....	134
VII.2.5 Calcul des armatures transversales.....	137
VII.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	138
VII.2.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales.....	139
VII.3.1. Introduction.....	140
VII.4. Ferrailage des Voiles de contreventement.....	156
VII.4.1. Introduction	156
VII.4.2. Système de contreventement	157
VII.4.3. Armatures transversales .Recommandations du R.P.A99/version 2003.....	158
VII.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes.....	158
VII.4.5. Calcul de v_1 et v_2 niveau de RDC	160
VII.5. Conclusion.....	165

Chapitre VIII : Ferrailage de l'infrastructure

VIII.1. Introduction.....	166
VIII.2. Calcul des fondations.....	166
VIII.2.1. Introduction	166
VIII.2.2. Choix de type de fondation	166

VIII.3. Les semelles isolées	168
VIII.3.1. Calcul de la semelle isolée sous poteau	168
VIII.3.2. Dimensionnement à l'E.L.S	169
VIII.3.3. Calcul le ferrailage de la semelle à l'E.L.U	171
VIII.4. Béton de propreté	173
VIII.5. Conclusion	173

Liste des figures

CHAPITRE I : Notions de Base de L'Interaction Sol-Structures (ISS)

Figure I.1- schéma simplifié des trois phases du sol.....	7
Figure I. 2 - schéma du pénétromètre dynamique.....	10
Figure I. 3- Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation.....	11
Figure I. 4 - schéma représente la méthode électromagnétique	13
Figure I. 5- Schéma de l'essai magnétique.....	14
Figure I.6- Schéma de l'essai réfraction sismique.....	15
Figure I.7- Schématisation de l'interaction sol-structure.....	17
Figure I.8- Modélisation de l'ISS par la méthode globale (SEGHIR ,2011).....	19
Figure I.9- Méthode de frontière (PECKER, 2010).....	21
Figure I.10- Théorème de superposition de KAUSEL (PECKER, 2010).....	21
Figure I.11- Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon (Pecker,2010).....	22
Figure I.12- Méthode de volume (BOUMAIZA, 2010).....	23
Figure I.13- Abaque 2.2.1 valeurs des coefficients β_x , β_z et β_ϕ (Buchi, 2013).....	25

Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

Figure. II.1 Plan de Masse.....	27
Figure. II.2 vue en élévation de la structure.....	28
Figure. II.3 vue en plan de la structure.....	29
Figure. II.4 Diagramme parabole rectangle.....	32
Figure. II.5 Diagramme contraintes- Déformations de l'acier.....	33

Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure III.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	35
Figure III.2 Coupe d'un plancher à corps creux de la terrasse inaccessible.....	36
Figure III.3 Coupe d'un plancher étage courants à corps creux.....	37

Figure III.4: Dimension de la nervure	40
Figure III.5 Vus en 3 D du poteau.....	42
Figure III.6 Section afférente du poteau rectangulaire.....	43
Figure III.7 Coupe de voile en élévation.....	46
Figure III.8 Coupe de voile en plan.....	46

Chapitre IV: les éléments non structuraux

Figure IV.1 acrotère de la terrasse inaccessible.....	48
Figure IV.2 section de calcule.....	51
Figure IV.3 Schéma de ferrailage d'acrotère.....	56
Figure IV.1: Schéma représente détaille d'un balcon.....	57
Figure IV.2: Schéma représente le type de balcon.....	58
Figure IV.6: Schéma de ferrailage pour le balcon.....	62
Figure IV.7: Schéma d'escalier.....	62
Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).....	63
Figure IV.9: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.....	66
Figure IV.10: Section d'escalier à ferrailer.....	67
Figure IV.11: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).....	72
Figure IV.12: Section d'escalier à ferrailer.....	72
Figure IV.13: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.....	76
Figure IV.14: Diagramme du moment pour la poutre palière.....	77
Figure IV.15: Schéma de ferrailage d'une poutre palière type 1.....	82
Figure IV.16: Schéma représente détaille d'une dalle pleine (vue en plan).....	83
Figure IV.17 : Section de la dalle pleine à ferrailer.....	84
Figure IV.18: Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	88
Figure IV.19: Ferrailage Inferieur du panneau de la dalle pleine.....	88

CHAPITRE V : LES PLANCHERS

Figure V.1 : Plancher en Corps Creux.....	90
Figure V.2 : Caractéristique géométrique de la section en T.....	91
Figure V.3 : Schéma statique d'une poutrelle à deux travées.....	97
Figure V.4 : Schéma statique d'une poutrelle à une seule travée.....	97

Figure V.5 : Ferrailage des poutrelles de plancher a usage bureaux.....	108
Figure V.6 : Ferrailage de la dalle de compression.....	110

CHAPITRE VI : ÉTUDE SISMIQUE

Figure. VI.1. Modèle 3D de la structure.....	115
Figure. VI.2. Disposition des voiles dans la structure.....	116
Figure VI.3. Spectre de réponse (R=5).....	120
Figure VI.4. Premier mode $T = 0,20756$ s « Translation selon l'axe X ».....	122
Figure VI.5. Deuxième mode $T = 0,12634$ s « Translation selon l'axe Y ».....	123
Figure VI.6. Troisième mode $0,09057$ s « Rotation autour de l'axe Z ».....	123

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII.1 : Sollicitation de poteau a ferraille.....	130
Figure VII.1 : Zone nodale.....	132
Figure VII.3 : Section du poteau à étudier.....	134
Tableau.VII.4 : Ferrailages des poteaux.....	139
Figure.VII.5: la poutre principale la plus sollicité.....	141
Figure.VII.6: les résultats des efforts et moments.....	142
Figure VII.7: Schéma de ferrailage d'une poutre principale.....	149
Figure VII.8: la poutre secondaire la plus sollicité.....	149
Figure VII.9 : les résultats des efforts et moments.....	150
Figure VII.10 : les résultats des efforts et moments.....	155
Figure VII.11: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire.....	156
Figure VII.12: Section de voile à calculé.....	160
Figure VII.13 : Schéma de ferrailage du voile.....	164

Chapitre 8 : Ferrailage de l'infrastructure

Figure VIII.3. Types des fondations	167
--	-----

Figure VIII.2: Semelle isolée	169
Figure. VIII.3: semelle isolée.....	174

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Notions de Base de L'Interaction Sol-Structures (ISS)

Tableau I.1 : Caractéristique physique des sols.....	5
--	---

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Tableau .II.1 : caractéristiques géométrique.....	28
---	----

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableaux III.1 : Epaisseur du plancher des différents niveaux.....	36
Tableaux III.2: La descente des charges du plancher terrasse	36
Tableau III.3 : La descente de charge du plancher RDC et étages	37
Tableau III.4 : La descente de charge du Balcon	38
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.....	45

Chapitre IV: les éléments non structuraux

Tableau IV.1: Vérification à l'état limite de service de l'acrotère.....	54
Tableau IV.2 Evaluation des charges et surcharges.....	56
Tableau IV.3.Calcul de ferrailage de balcon.....	58
Tableau IV.4 Vérification pour le balcon à l'état limite de service	59
Tableau IV.5 : Résumé les charges de paillasse	65
Tableau IV.6:Évaluation des charges et des surcharges de palier	65
Tableau IV.7: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	68
Tableau IV.8: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.....	69
Tableau IV.9: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	70
Tableau IV.10:Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.....	71

Tableau IV.11: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	74
Tableau IV.12: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.....	75
Tableau IV.13: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée	77
Tableau IV.14: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis	78
Tableau IV.15: Calcul de ferrailage de la dalle pleine en travée	84
Tableau IV.11: Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur appuis.....	85
Tableau IV.12: Vérification a l'état limite de service de la dalle pleine	86

CHAPITRE V : Les Planchers

Tableau V.1 : Plancher terrasse cas de l'ELU.....	98
Tableau V.2 : Plancher terrasse cas de l'ELS.....	99
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	102
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	102
Tableau V.5: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	104
Tableau V.6: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	106

CHAPITRE VI : Etude sismique

Tableau VI.1. Valeurs des pénalités.....	119
Tableau VI.2. Participation des masses cumulées.....	121
Tableau VI.3. Les déplacements relatifs inter étages.....	126
Tableau VI.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	127
Tableau VI.5: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges verticales repris par les portiques et voiles à ELU.....	128
Tableau VI.6: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques et voiles sens(x-x).....	128
Tableau VI.7: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques et voiles sens (y-y).....	128

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VII.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	131
Tableau VII.2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.....	133
Tableau VII.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	133
Tableau VII.4 : Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire.....	136
Tableau VII.5: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	137
Tableau.VII.6. les résultats du ferrailage des voiles.....	164

Liste des notations et symboles

ISS : interaction sol – structure

Δ_p : Palier de pression appliquée à la sonde ;

Δ_v : Augmentation de volume de la sonde

θ : conductivité du sous sol

r_0 : Rayon d'une fondation circulaire

I_s, J_s : inertie massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation

I_b, J_b : inertie massiques du bâtiment par rapport à la fondation

M_b : Masse du bâtiment

A : aire de la fondation

n : coefficient de poisson.

G : module de cisaillement dynamique du sol

{U} : le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise

{I} : le vecteur d'unité

[M], [K], [C] : sont respectivement les matrices de masse

K : est une constante liée à la géométrie de la sonde

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : Section d'armature en appui

A_l : Section d'armature longitudinale

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : Section d'armature de répartition

A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service

A_t : Section d'armature de travée ou transversale

A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance

A' : Section d'armature comprimée

A_1 : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A_2 : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : Section réduite du béton

C_s : Coefficient de sécurité

D : Coefficient d'amplification dynamique

E : Module de déformation longitudinale

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée

G : Action permanente

H : Hauteur

HA : Armature à haute adhérence

I : Moment d'inertie

I : Moment d'inertie

L : Longueur

M : Moment fléchissant

M_a : Moment fléchissant en appui

M_g : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

M_j : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : Masse linéaire

M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service

M_t : Moment fléchissant de travée

M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : Moment fléchissant de la gauche

M_x : Moment fléchissant du sens x-

N : Effort normal

N_e : Effort normal au centre de la section

N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : Effort normal d'état limite de service

N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance

P : Poids propre ; périmètre

Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité

R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : Surface

T : Effort tranchant

U_c : Périmètre du contour

V : Action sismique ; effort horizontal

V_t : Effort sismique à la base de la structure

W : Poids total de la structure

W_p : Poids de l'élément en considération.

a : Longueur ; distance ; dimension

b : Largeur

c : Enrobage

d : Hauteur utile ;

e : Excentricité ; espacement

e_a : Excentricité additionnelle

f : Flèche

f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : Limite élastique d'acier

f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction

g : Giron de la marche

h : Hauteur

h_c : Hauteur du corps creux

h_d : Hauteur de la dalle

h_e : Hauteur libre

h_{moy} : Hauteur moyenne

h_t : Hauteur totale

h' : Hauteur de la zone nodale

h₁ : Hauteur du poteau

i : Rayon de giration

j : Nombre des jours

l : Longueur ; distance

l_f : Longueur de flambement

l_x : La petite dimension du panneau de la dalle

l_y : La grande dimension du panneau de la dalle

l' : Longueur de la zone nodale

l_0 : Longueur libre

q_b : Charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : Charge linéaire équivalente

q_l : Charge linéaire

q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service

q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_P : Charge linéaire du palier

s : Espacement

t : Espacement ; période

x : Abscisse

y : Ordonnée

y_1 : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure-là mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité ultime de la structure vis-à-vis du danger naturels tel que le séisme au niveau des structures et donc d'avoir un nombre significatif de victimes est en constante augmentation. Pour diminuer le risque, il faut une bonne connaissance des matériaux, de leurs réactions face à des sollicitations dynamiques, mais aussi et surtout une bonne connaissance des conditions aux limites de la structure, c-à-d. l'interface entre le sol et la structure elle-même. Le terme générique désignant l'étude de ces phénomènes porte le nom de l'interaction sol-structure (ISS). Cette dernière, est très importante puisqu'elle met bien en évidence le fait que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais aussi la structure a une influence sur le comportement du sol qui peut modifier ainsi les composantes de la sollicitation

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques et des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes activités (Bâtiments: ouvrages abritant des individus ou des biens, travaux publics : ouvrages de constructions d'utilité générale). Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

À cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance, Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Or, la réglementation algérienne définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Elle nous a permis de présenter la solution béton armé de notre projet composé de dimensionnement des éléments résistants et secondaires en béton armé, coffrage et ferraillement.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+4 en utilisant le logiciel de calcul SAPV14 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...). Ainsi une étude de l'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments.

Ce mémoire est organisé en huit chapitres :

- Le premier chapitre présente les notions de base et les définitions de l'interaction sol-structure ainsi que les différentes méthodes pour la prise en compte de cette interaction
- Le deuxième chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le troisième chapitre consacré au pré-dimensionnement de tous les éléments.
- Le quatrième chapitre traite le calcul de ferraillement des éléments secondaires
- Le cinquième chapitre étudie des planchers
- Le sixième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP14V0.0.
- Le septième chapitre traite le calcul de ferraillement des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP14V0.0.
- Le huitième chapitre (dernier) aborde l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Interaction Sol-Structures (ISS)

Notions de base

I.1. Introduction

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élançée de type poutre encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Ce chapitre s'articule en deux étapes, tout d'abord nous allons présenter en première étape les caractéristiques physiques et dynamiques du sol, les essais géotechniques et géophysique du sol. En deuxième étape, le phénomène d'Interaction Sol-Structure, et géophysique ainsi que ses principaux concepts : interaction cinématique, interaction inertielle et les types d'amortissement. Ensuite, les différentes méthodes existantes pour prendre en compte l'ISS seront décrites et détaillées.

I.2 Caractéristiques physiques des sols

I.2.1 Poids volumique, teneur en eau, indice des vides

Les valeurs suivantes sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que pesée et passage à l'étuve.

Tableau I.1 : Caractéristique physique des sols

Symbole	Unité	Désignation
γ_h	[kN/m ³]	le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve ;
γ_d	[kN/m ³]	le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre) ;
γ_w	[kN/m ³]	le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 kN/m ³ ;
γ_s	[kN/m ³]	le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 kN/m ³) ;
W	[%]	la teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids

		de sol sec ;
W _{sat}	[%]	la teneur en eau à saturation : l'eau garnit tous les vides ;
E		l'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains ;
N		la porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
S _r	[%]	le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
γ _{sat}	[kN/m ³]	le poids volumique du sol saturé ;
γ'	[kN/m ³]	le poids volumique immergé : $g' = g_{sat} - g_w$.

Le petit schéma de la figure 1 permet de retrouver facilement les relations suivantes (en considérant que le poids de l'air est nul).

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$\gamma_h = \gamma_d \cdot (1 + w)$$

$$e = w \cdot h \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$\gamma_s = (1 + e) \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + w_{sat} \gamma_s / \gamma_w}$$

$$\gamma_h = (1 - n) \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = (1 - n) \gamma_s + n \gamma_w \text{ (à la saturation)}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left[1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right] \gamma_w$$

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = (1 - n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w)$$

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

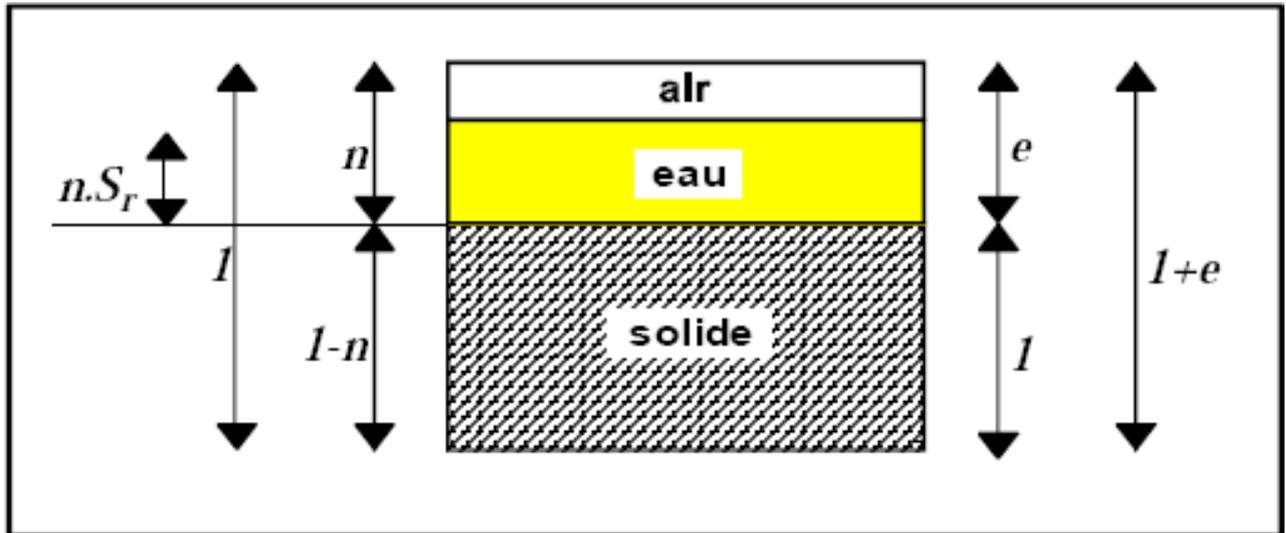


Figure I.1- schéma simplifié des trois phases du sol.

Il suffit de connaître trois paramètres pour calculer tous les autres (par exemple e , w , γ_s). Si le sol est saturé, deux paramètres suffisent.

I. 3 Les caractéristiques dynamiques de sol

Les reconnaissances et études de sol doivent permettre :

- La détection du risque de liquéfaction ;
- Le classement du risque de liquéfaction ;
- La modélisation d'ISS impliquant la prise en compte des propriétés dynamiques du sol.

Parmi ces propriétés on définit les caractéristiques dynamiques de sol : module de cisaillement G , modules élastiques E , coefficient de poisson dynamique ν .

Module de cisaillement G : est une grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement, dans le cas de matériaux isotropes, il est relié au module d'élasticité E et au coefficient de poisson ν par l'expression :

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

Module de cisaillement E :

Le module d'élasticité est le rapport entre une contrainte et la déformation relative qui en résulte, grandeur intrinsèque d'un matériau, définie par le rapport d'une contrainte à la déformation élastique provoquée par cette contrainte, les modules d'élasticité sont homogènes à une pression et leur unité le **pascal**.

Coefficient de poisson ν :

Le coefficient principal de poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction d'effort appliqué.

Ce coefficient a été mis en évidence analytiquement par Denis Poisson, désigné par la lettre grecque ν

$$\nu = \frac{\text{contraction transversale}}{\text{allongement axial unitaire}}$$

I.4 Les essais géotechniques de sol**I.4.1 L'identification Des Sols**

Tous ces essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu) sont des essais d'identification. Parmi ceux-ci, granulométrie et teneur en eau concernent le squelette du sol et ne renseignent absolument pas sur les relations entre grains. Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations intergranulaires. Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place – une fondation d'ouvrage par exemple. Surtout, ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique).

I.4.1.1 Les essais d'identification :

Les essais d'identification permettent de qualifier le sol par un nom plus précis (argile, sable, limon argileux,...). Une telle appellation est très utile quand elle est un peu rigoureuse car le mécanicien des sols sait, pour chaque type de sol, quelles sont les propriétés à étudier, quels sont les risques possibles, quelles sont les aptitudes principales.

I.4.1.2 L'essai de compactage (Proctor)

L'essai de compactage permet, lors de la préparation d'un projet de remblai, de savoir si le sol se trouve naturellement à une teneur en eau proche de celle de l'optimum. Au stade du chantier, l'essai Proctor sert de base au contrôle de décompactage pour savoir si un engin de compactage est susceptible de convenir, et pour déterminer le nombre de passages permettant un compactage efficace.

I.4.1.2 Les essais granulométriques

L'essai granulométriques permet de vérifier les conditions de filtre entre deux zones successives d'un ouvrage hydraulique, en particulier entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant ou bien entre le noyau d'un barrage et ses recharges grossières. En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre deux matériaux l'un argileux et l'autre drainant, et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre.

I.4.2 Essais in situ

Après avoir abordé les essais de laboratoire classiques, nous présentons des essais *in situ* plus courants qui sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables et au dimensionnement des fondations

I.4.2.1 Pénétrömètre dynamique

Cet appareil dont le principe est montré sur la Figure 2, permet :

- la mesure de la résistance dynamique à l'enfoncement d'un pieu battu ;
- l'estimation de la résistance de pointe conventionnelle par la formule dite des Hollandais :

$$q = \frac{g.HM^2}{A\delta.(M+P)}$$

M : masse du mouton ;

P : masse pointe + tiges ;

Δ : enfoncement moyen par coup ;

A : section de la pointe ;

H : hauteur de chute du mouton ;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

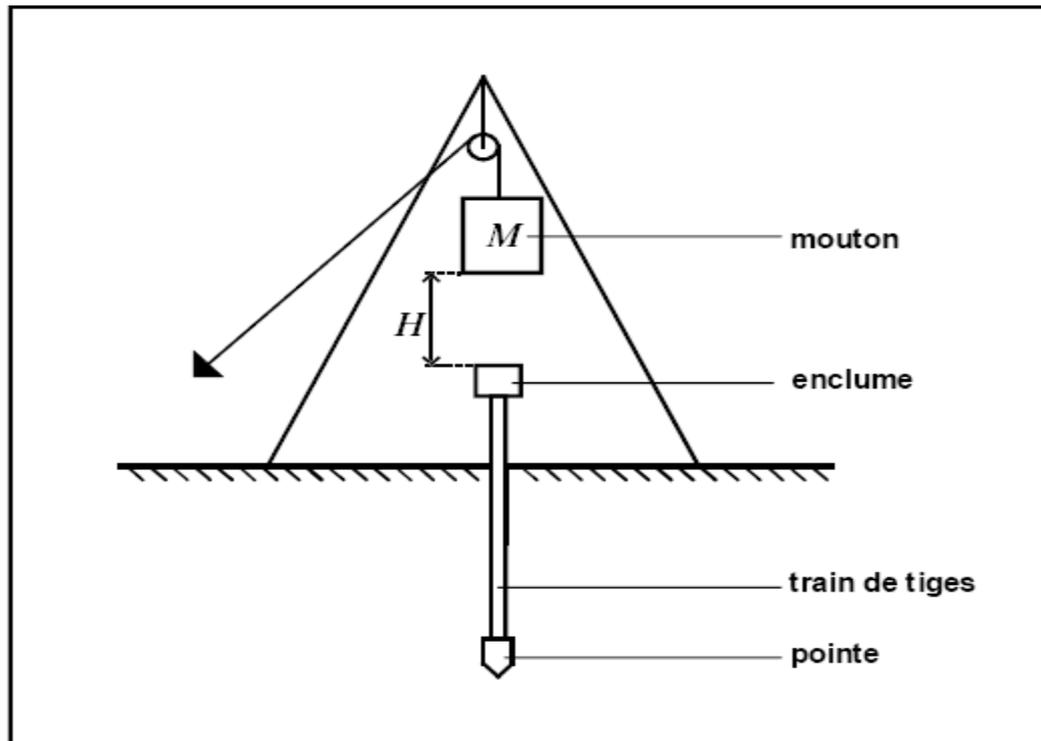


Figure I.2 - schéma du pénétromètre dynamique

La valeur de résistance obtenue n'est pas utilisée pour vérifier la résistance d'une fondation mais donne une indication qualitative sur la nature des sols traversés. En particulier l'essai permet facilement de repérer des passages différents, par exemple une couche plus compressible ou bien une couche graveleuse... Il est également utilisé pour apprécier le compactage de couches de chaussée ou le remblaiement de tranchées.

Une version légère portable, appelée PANDA mise au point par le CUST de Clermont-Ferrand est équipée pour enregistrer automatiquement l'énergie de compactage appliquée à une pointe fine par un marteau. Elle est utilisable pour apprécier le compactage de remblais fins sur de petites profondeurs (projet de norme XP P 94-105).

I.4 .2.2. Presiomètre

Cet essai dû à Louis Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable descendue dans un forage à la profondeur voulue. La cellule de mesure et les deux cellules de garde sont gonflées par paliers successifs. Grâce aux cellules de garde, la pression exercée sur la tranche de sol investiguée peut être considérée comme uniforme. Le graphe de l'essai trace le volume d'eau injecté dans la cellule de mesure en fonction de la pression appliquée sur le sol. Lorsque la pression augmente, le sol est dans une phase pseudo-plastique au sein de laquelle est calculé le module pressiométrique

où:

$$E = k \cdot \Delta_p / \Delta_v$$

Δ_p = palier de pression appliquée à la sonde ;

Δ_v = augmentation de volume de la sonde ;

- K est une constante liée à la géométrie de la sonde (homogène à un volume).

Puis au-delà de la pression dite de fluage (P_f), le sol entre dans le domaine plastique, jusqu'à ce que la déformation augmente très rapidement, pour une pression baptisée pression limite (P_l). Ces deux paramètres importants E_m et P_l sont utilisés pour calculer le tassement ainsi que la contrainte de rupture d'une fondation superficielle ou profonde. Le pressiomètre est également utilisé pour contrôler in situ l'amélioration d'un sol (compactage, consolidation dynamique, vibroflotation).

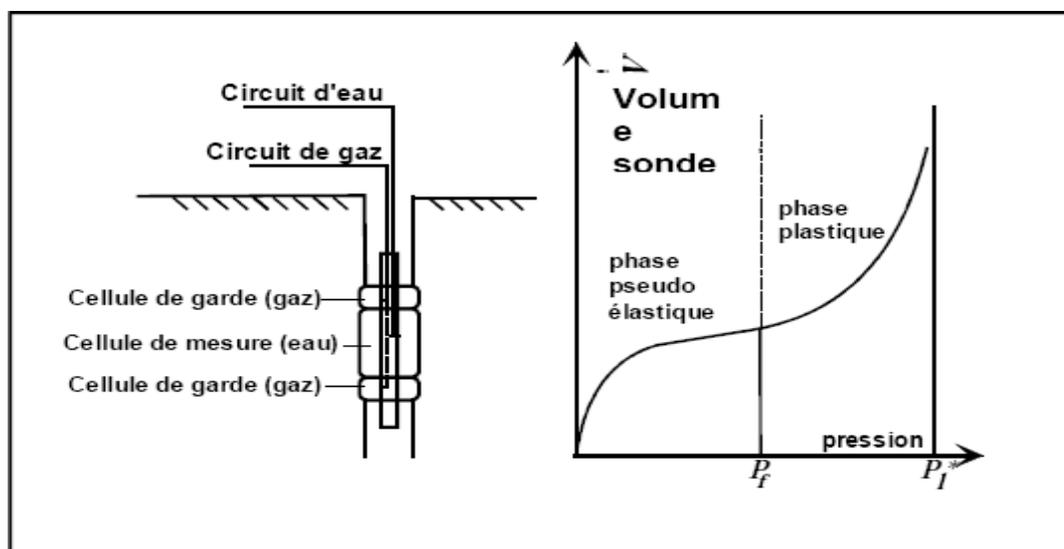


Figure I.3- Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation.

I.5. Essais géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysique du sol fondée sur l'étude de la propagation des ondes sismiques ou des ondes électromagnétiques. L'objectif de ces essais est de caractériser la nature et la structure des différentes couches du sous-sol dont on détermine ainsi l'état mécanique (altération, fissuration, fracturation) et l'état dynamique, les essais géophysique sont nécessaire pour l'analyse des sites qui est liés:

- Calcul dynamique pour la modélisation des structures;
- Implantation et maintenance des ouvrages génie civil, aux risques sismiques;
- Réglementation (calcul des spectres spécifiques);
- Prévention la vulnérabilité des risques naturels et des pollutions;
- La détermination du sol liquéfiable.

I.5.1 Méthodes potentielles

I.5.1.1 Méthodes électriques :

Les méthodes de prospection électrique ont connu leur essor en France à partir de 1912 grâce à Conrad Schlumberger. « La méthode électrique fut d'abord appliquée aux deux domaines majeurs de la prospection géophysique : l'exploration directe pour les gisements de minéraux souterrains (en particulier les gisements métalliques) et l'exploration indirecte par l'étude des formes et la nature des structures géologiques (dont l'exploration pétrolière) » (Grellier, 2005). La prospection électrique intervient à partir de 1990 pour des problématiques environnementales.

La méthode électrique en courant continu mesure l'impact d'un massif de sol sur le passage d'un courant électrique.

L'ensemble de ces méthodes peut être classé en fonction et de la source utilisée :

Sources naturelles (ou passives):

- Polarisation spontanée

Sources artificielles (ou actives):

- Polarisation induite
- Mesures de résistivité

I.5.1.2. Méthodes électromagnétiques

L'utilisation d'un champ électromagnétique incident dans un milieu, et lecture de la réponse du sous-sol à cette sollicitation.

Ne nécessitent pas la mise en place d'un dispositif en prise direct sur le sol (permet l'aéroporté)

Sources naturelles :

- méthode tellurique
- méthode magnétotellurique
- méthode audio (AFMAG)

Sources artificielles :

- méthode d'induction continue (CW) ;
- méthode d'induction transitoire (TEM) ;
- méthode très basse fréquence (VLF) ;
- Géo radar .

Les courants électriques utilisés sont variables en fréquence

Profondeur d'investigation : $H = 100 (F\theta)^{1/2}$ avec :

F: fréquence de la source

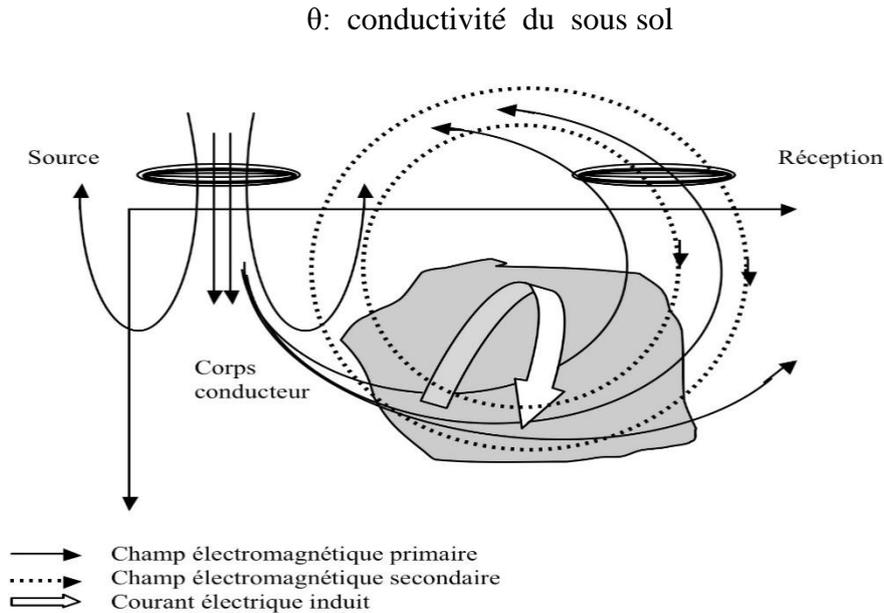


Figure I.4 - schéma représente la méthode électromagnétique

I.5.1.3 Méthode gravimétrique

La méthode gravimétrique consiste à effectuer des mesures de la composante verticale du vecteur gravité à l'aide d'un gravimètre. Ces mesures sont effectuées en profilage sur l'ensemble de la zone à étudier.

Un certain nombre de correction doivent être appliquées aux données avant l'interprétation

- Correction instrumentale;
- Correction démarrées ;
- Correction de latitude ;
- Correction isostatique ;
- Correction d'altitude ;
- Correction de terrain.

Ces corrections permettent de ramener l'ensemble des mesures à une valeur théorique à la surface du géoïde.

I.5.1.4 Méthode magnétique

La magnétométrie consiste en la mesure des anomalies du champ magnétique terrestre, on mesure le magnétisme induit et le magnétisme rémanent. Nécessite l'utilisation de deux magnétomètres: un premier appareil est statique et sert de station de base un second

appareil est mobile et sert de station de mesure. On déplace la station de mesure, et pour chacune de ses positions on effectue une mesure simultanée des deux stations.

La différence entre la valeur mesurée à la station de mesure et la valeur mesurée à la station de base donne une valeur affranchie des variations temporelles des champs magnétiques terrestres.

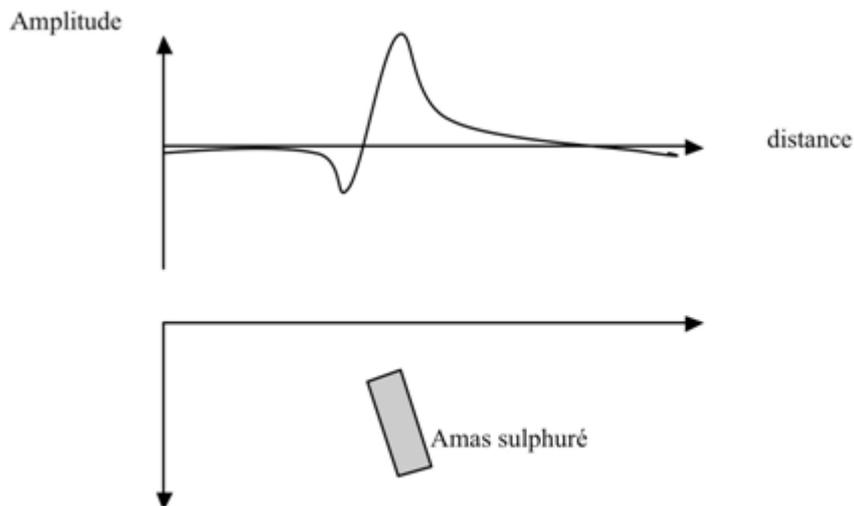


Figure I. 5- Schéma de l'essai magnétique

I.5.1. Méthodes acoustiques

La méthode acoustique basée sur l'étude de la propagation des ondes acoustiques dans le sol. Parmi les

- sources actives utilisés dans cette méthode, on a :
 - masse
 - explosif
 - canon à air
 - canon à eau

Les ondes élastiques créées se propagent dans le sous-sol. Durant leur trajet, il est possible qu'elles se réfractent ou qu'elles se réfléchissent sur des interfaces. On enregistre leur temps de parcours.

Géophones à terre, hydrophones en mer. Cette méthode consiste par trois techniques :

- sismique réflexion
- sismique réfraction

- sismique de puits

I.5.2.1 Sismiques réfractions

- Angle d'incidence critique
- Analyse

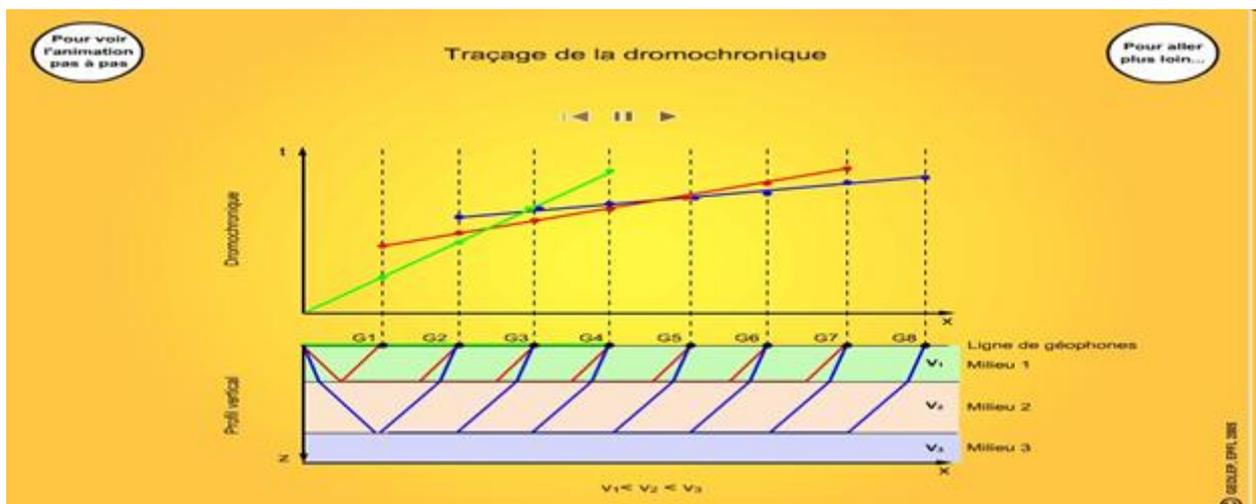


Figure I.6- Schéma de l'essai réfraction sismique.

I.5.1.2. Sismique réflexion

La sismique réflexion est une technique ardue qui s'attache à reconstituer un modèle structural à partir de l'enregistrement des ondes réfléchies.

- Traitement sismique, on a :
 - Notion de Common Mid-Point (CMP)
 - Analyse de vitesse
 - stack

I.5.2.3. Sismique de puits

La sismique de puits se distingue des autres techniques principalement en raison du dispositif d'acquisition des données. En effet, les sources et les géophones ne sont pas disposés sur le sol mais le long d'un puits s'enfonçant dans le sous-sol ;

- Analyse de l'onde directe.

Parmi ces essais :

- CROSS-HOLE: qui déterminer les module dynamique des diverses couches sous sol
- DAWN-HOLE
- UP-HOL

I.6. Notion de l'Interaction Sol-Structure (ISS)

La présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est-à-le comportement qu'il aurait en champ libre. En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir: le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. Le fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol. Enfin, lors du chargement dynamique du sol, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée une, par un amortissement matériel dû aux non-linéarités du sol et de la fondation et deux, par le rayonnement des ondes dans le massif du sol semi-infini.

Ainsi, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

En revanche, ce phénomène noté généralement (ISS), est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le design des bâtiments (Lefebvre, et al, 2011). En effet, la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'Interaction sol-structure, ce qui influe sur la sécurité du bâtiment. De plus, l'utilisation normale « sans ISS » peut être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels. Finalement, les coûts de construction sont influencés par les sections et les fondations choisies, qui elles-mêmes, sont influencées par la répartition des efforts découlant de l'interaction sol-structure.

Nous avons évoqué au paragraphe précédent que le comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide lors d'un séisme, le sol et la superstructure se met à vibrer simultanément et interagir avec l'une et l'autre ; la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au

sol et modifient sa réponse. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (du sol) s'appelle **interaction sol – structure**.

La figure 7 illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterrée dans le sol, mais reste applicable à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Rayleigh, Love). La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

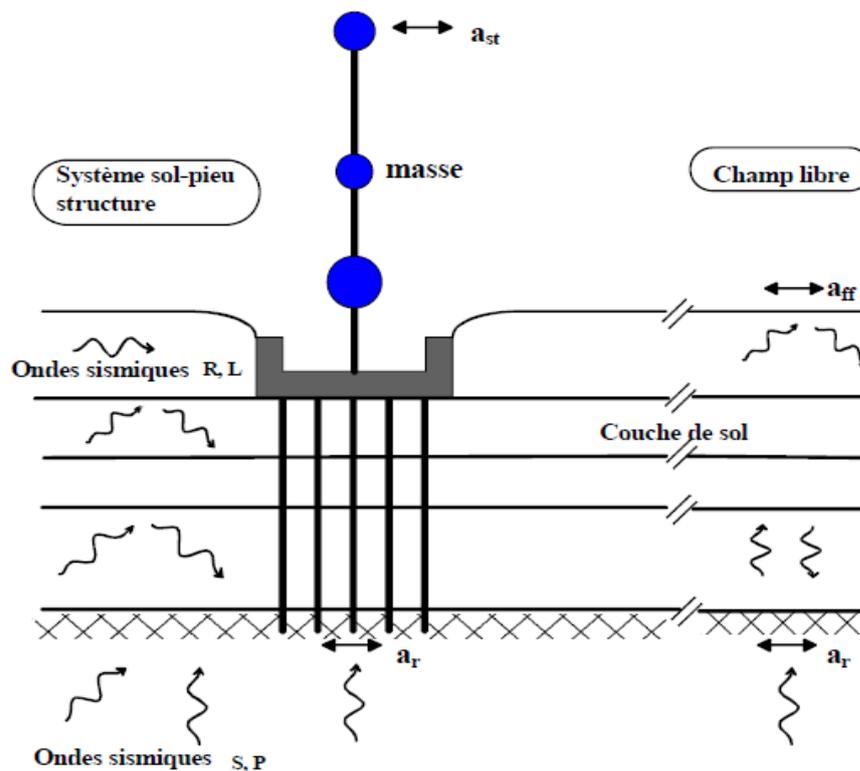


Figure I.7. Schématisation de l'interaction sol-structure.

I.6.1. Les composantes de l'interaction

Il existe deux types d'interaction, cinématique et inertielle dont on doit tenir en compte dans le dimensionnement de la fondation.

Généralement, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.

I.6.1.1 Interaction cinématique

Si on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure, le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant. Le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation, donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci, ce phénomène est connu sous le nom d'*interaction cinématique*.

Cette interaction induit un filtrage parfois significatif du mouvement sismique lors de son transfert au bâtiment mais occasionne des rotations d'ensemble de la fondation dont les effets sur l'ouvrage doivent être étudiés. La réponse de la fondation sans superstructure au mouvement sismique incident fournit au concepteur les efforts d'inertie nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage. Enfin, dans le cas de fondations superficielles et d'ondes à incidence verticale, il n'y a pas d'interaction cinématique et le mouvement de la fondation sans superstructure est égal au mouvement du sol sans ouvrage (Clouteau, 2002)

I.6.1.2. Interaction inertielle

La définition de l'interaction inertielle réside dans le fait d'inclure la masse de la structure, va induire des efforts d'inerties et de moments supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments (Boumaiza, 2010)

I.7. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol- Structure

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'interaction sol-structure. Parmi lesquelles, nous distinguons les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global est celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-systèmes. Ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous- structure. Il existe les méthodes hybrides qui consistent à utiliser une combinaison des deux autres méthodes, que nous allons les présenter dans ce paragraphe.

I.7.1. Méthodes globales

Ce sont les méthodes les plus directes mais souvent plus complexes, en particulier à cause de leur temps de calcul. On modélise le sol et la structure par des éléments finis. On utilise

directement l'accélérogramme à la roche et on obtient l'accélérogramme en champ libre, et l'accélérogramme à la base de la structure, ainsi que la réponse complète du dépôt de sol et de la structure (figure 1.8).

Le problème consiste à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système {sol+fondation+structure}:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\{\ddot{u}g\} \tag{1.1}$$

Où $\{U\}$ représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise. $[M]$, $[K]$, $[C]$ sont respectivement les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système. $\{I\}$ représente le vecteur d'unité, donnant la direction de la sollicitation $\ddot{u}g(t)$.

La résolution directe de ce système d'équation utilise les algorithmes classiques de la méthode des éléments finis (méthode de Newton-Raphson et algorithme d'intégration temporelle de New mark (PECKER, 2010)

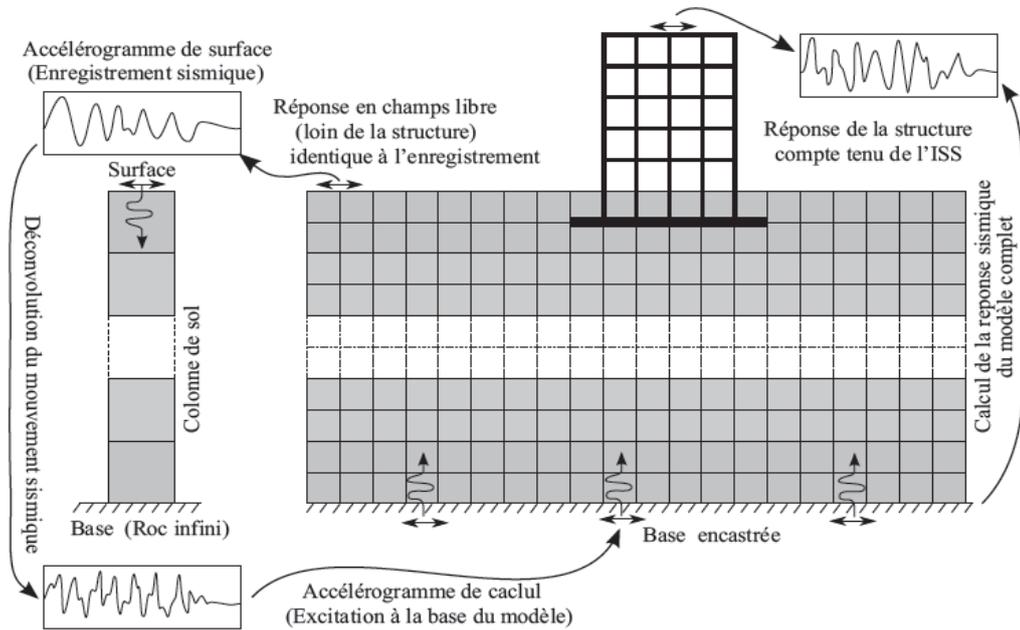


Figure I.8- Modélisation de l'ISS par la méthode globale (SEGHIR ,2011)

En théorie, les méthodes globales peuvent être étendues aux cas tridimensionnels et sont susceptibles d'appréhender les comportements non linéaires dus à la loi de comportement d'un des matériaux (le sol le plus souvent) ou aux interfaces sol-structure. Les méthodes globales sont généralement coûteuses du point de vue ordinateur, elles requièrent souvent moins de temps humain que d'autres méthodes approchées exigeant une grande réflexion. Ces méthodes ne font

intervenir aucune notion de superposition et sont, donc théoriquement adaptées aux problèmes non-linéaires (Boumaiza, 2010)

La première difficulté dont cette méthode que cette résolution requiert une bonne connaissance des lois de comportements des matériaux et des frontières entre les différentes parties du système. Par exemple, des lois de contacts, entre la fondation et le sol doivent être prises en compte pour bien reproduire les différentes non-linéarités; (les problèmes de décollement d'une fondation superficielle qui constituent une non-linéarité géométrique (PECKER, 2010).

La deuxième difficulté est la différence de dimension qui existe entre la structure et le massif de sol supportant la fondation. La prise en compte de l'ISS nécessite un très grand nombre d'éléments ce qui engendre des temps de calculs contraignants. Il est d'ailleurs assez difficile de définir de manière précise la frontière de ce massif de sol. En effet, une onde frappant cette frontière peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure, alors qu'en réalité, nous l'avons vu, cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie de l'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif). Des frontières absorbantes devront donc être ajoutées aux limites du massif de sol pour tenir compte de cet amortissement (PECKER, 2010)

Mais un des principaux avantages des méthodes globales est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant des non-linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrages enterrés (Boumaiza, 2010).

I.7.2. Méthodes de sous-structure

Les méthodes de sous-structure font appel au principe de superposition. L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives ;chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que le problème global. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires (Boumaiza, 2010)

Les différentes méthodes de sous-structure se différencient par la décomposition en sous-modèles du modèle global : on distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

I.7.2.1. Méthodes de frontière

Le modèle global est décomposé en sous-modèles, illustré à la figure 1.9, tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

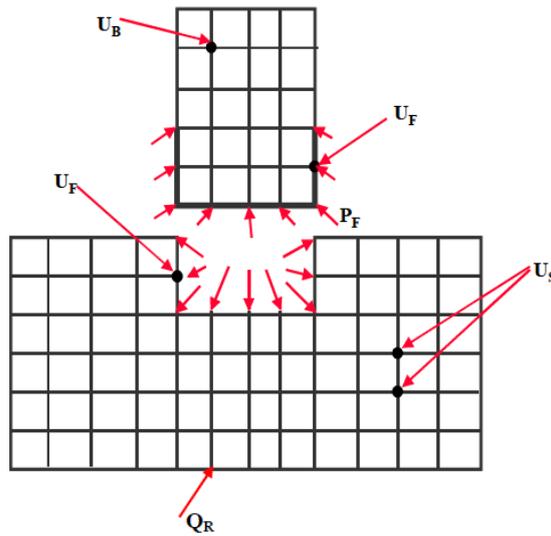


Figure I.9- Méthode de frontière (PECKER, 2010)

Dans le cas de fondations rigides cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel et al.1978 cité par (BOUMAIZA 2010). Cette démarche est illustrée par la figure 10.

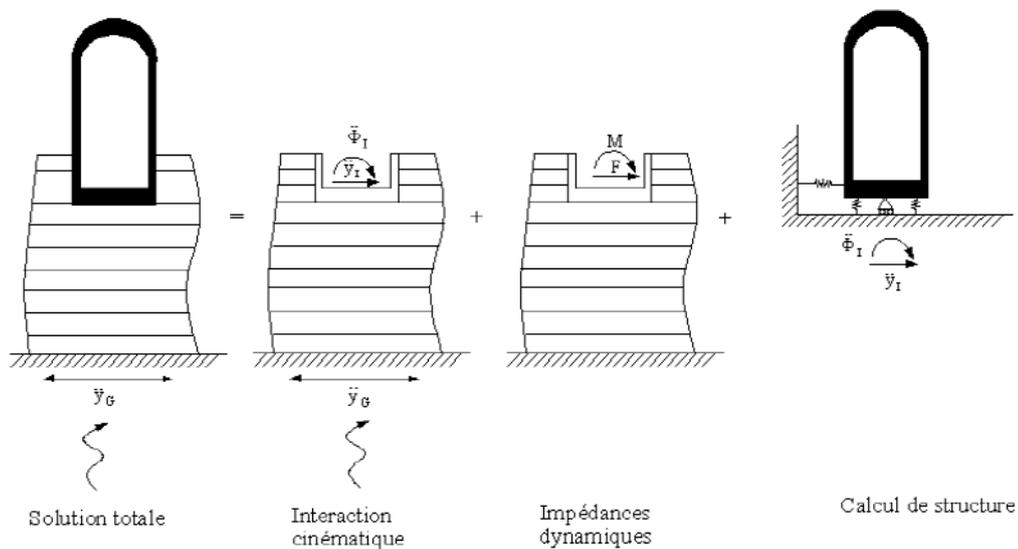


Figure I.10- Théorème de superposition de KAUSEL (PECKER, 2010).

D'un point de vue pratique, cette méthode consiste à décomposer la résolution du problème en trois étapes successives:

1. Nous considérons le milieu {sol+fondation rigide sans masse}. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu
2. Nous calculons la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions.

3. Nous calculons la réponse dynamique de la structure supportée par les ressorts d'impédances trouvés en Eq (2) et soumise à la sollicitation calculée en Eq (1).

La deuxième étape nécessite le calcul des fonctions d'impédances. L'impédance de la fondation caractérise l'effort résultant sur la fondation sans la masse lorsqu'elle est soumise à un déplacement imposé harmonique unitaire. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse posée sur un ressort ayant pour raideur la partie réelle de l'impédance et pour amortissement sa partie imaginaire. Des résultats analytiques pour tout type de fondations sont donnés par [Gazetas, 1991, cité par (Grange, 2008)] et [Pecker, 1984]. Dans le cas général et pour une fondation possédant six de grés de libertés, la matrice d'impédance reliant les déplacements aux efforts est de dimension 6×6 . Cependant, nous pouvons montrer que pour une fondation superficielle, les termes hors diagonaux de la matrice peuvent être considérés comme nuls [Pecker, 1984], ce qui revient à considérer qu'il n'y a pas de couplage entre les différents degrés de liberté. Par ailleurs, chaque terme de la matrice est composé d'une partie réelle traduisant la raideur du système {sol+fondation} et d'une partie imaginaire traduisant l'amortissement. Cet amortissement provient de la radiation des ondes de la fondation vers l'infini. Ces deux termes peuvent à priori dépendre de la fréquence de la sollicitation (figure 1.10). Toutefois, dans certains cas, le non dépendance de ces paramètres par rapport à la fréquence pourra constituer une hypothèse acceptable [Pecker, 1984] (voir figure 1.10).

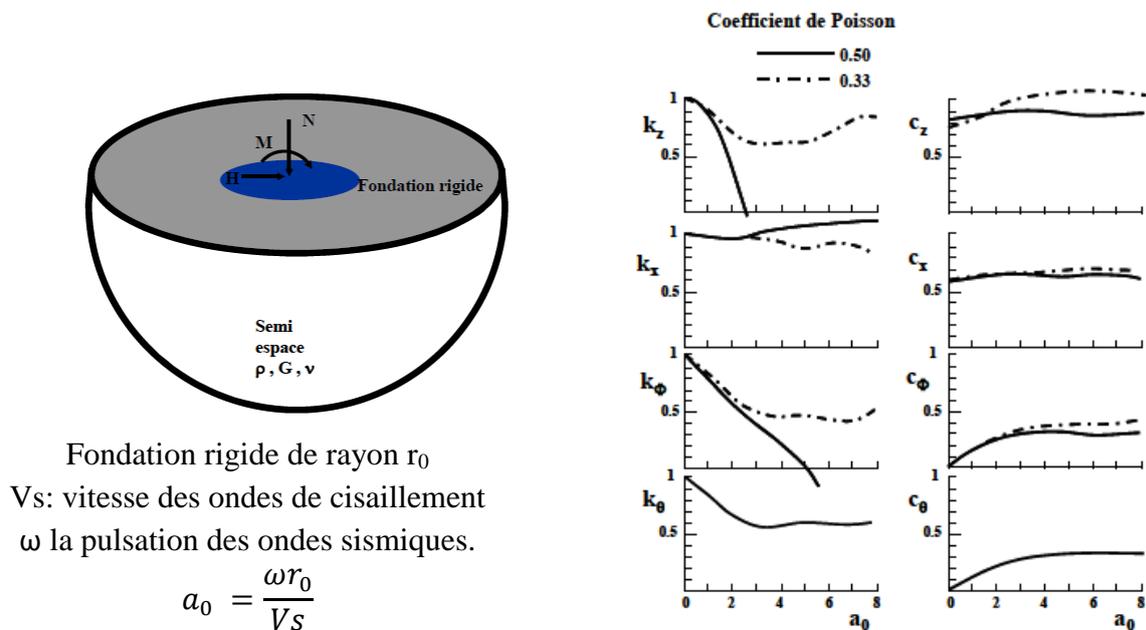


Figure I.11- Termes d'impédance (raideur et amortissement) pour une fondation superficielle circulaire selon (Pecker,2010).

La troisième étape est en général résolue avec la méthode des éléments finis qui permettant de résoudre l'équation de la dynamique d'une structure liée au sol par un système de ressorts et d'amortisseurs.

Ces méthodes sont assez restreintes puisque, comme tout problème de superposition, elles ne sont utilisables uniquement que pour des problèmes linéaires.

Cependant de nombreux travaux montrent que cette technique donne de très bons résultats. (Pitilakis, et al, 2008)

Dans le cas général, la fondation n'est pas infiniment rigide, le problème à résoudre est plus complexe. La structure, considérée flexible, est reliée aux impédances de sol, est soumise à un système de sollicitations multiples à chacune de ses liaisons avec le sol. En principe, la résolution des trois mêmes étapes précédentes est nécessaire. À savoir, la diffraction du champ libre, l'impédance et la réponse de la structure. Mais chacune est plus complexe que dans le cas d'une fondation rigide. En particulier, on ne peut plus avoir recours à des solutions publiées pour la détermination des impédances.

I.7.2.2 Méthodes de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol figure

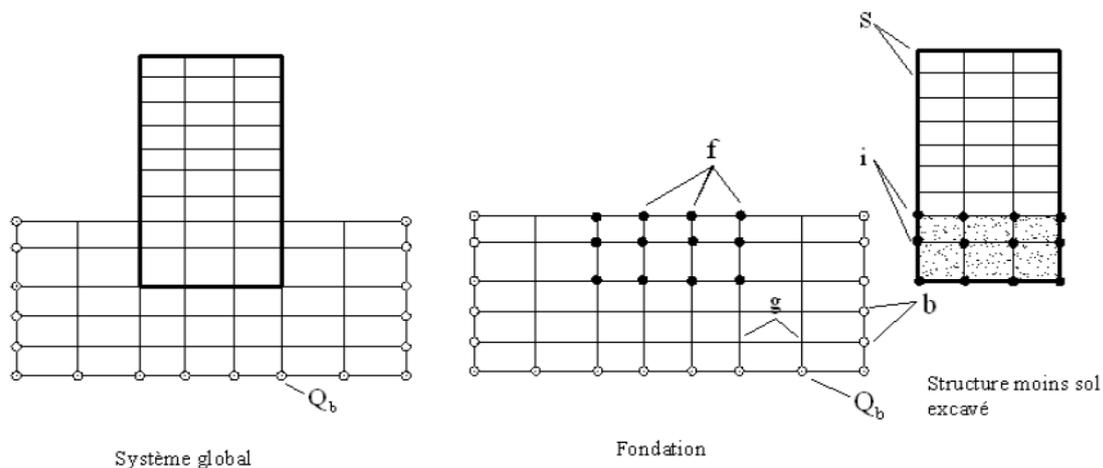


Figure I.12- Méthode de volume (BOUMAIZA, 2010)

I.8. Modélisation de l'interaction sol structure (ISS)

I.8.1 Nécessité de modéliser le sol

La réponse de la structure à ce mouvement sismique dépend de la nature de ce dernier, des propriétés dynamique de l'ouvrage et de celles du sol il ya donc interaction entre la structure et le milieu extérieur.

Pour la modélisation, on peut intégrer dans un même modèle le sol et la structure associée (modélisé par des ressorts). C'est de loin la méthode la plus utilisée.

I.8.2 Modélisation du sol par un système de ressorts amortis

Une méthode simple et maintenant classique pour la prise en compte de l'interaction sol structure consiste dans la séparation du sol et de la structure (approche par sous-structures). Dans ces conditions, le mouvement du bâtiment est égal à la somme des efforts résultant de la somme des efforts résultant de la somme des efforts induits dans le bâtiment et principalement dans les fondations profondes :

- Calcul statique dans l'hypothèse d'un bâtiment fictif supposé sans masse sous l'action d'un déplacement imposé du sol en profondeur → **interaction cinématique** ;
- Calcul dynamique du bâtiment et du mouvement réel, en l'absence d'excitation sismique à la base du modèle, s'il était soumis aux forces d'inerties résultant d'un calcul utilisant le mouvement précédent → **interaction inertielle**

Pour un bâtiment avec des fondations superficielles, l'interaction cinématique est nulle et le mouvement de la base du modèle est identique au mouvement du sol en champ libre.

Donc on est dans le cas d'un modèle unique sol structure ou le représente le sol par un système de ressorts amortis pour chaque module de sol sont obtenues de la façon suivante :

- On calcule en première approximation les raideurs de sol par la méthode Newmark-Rosenblueth. La méthode indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants ;
- On calcule la fréquence f_0 de la structure à partir des raideurs ainsi obtenues ;
- On détermine les nouvelles raideurs ;
- Les valeurs de raideurs du sol résultent d'un processus itératif qui converge rapidement (trois à quatre itérations).

Pour l'étude ISS, on considère l'amortissement géométrique ou radiatif, correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini; car l'amortissement ne dépend que la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement.

Les valeurs de l'amortissement dépendent de la nature du mouvement :

- Mode de translation verticale et horizontale : $\rightarrow \zeta > 20\%$;
- Modes de rotation : roulis et torsion $\rightarrow \zeta < 10\%$.

I.8.2.1 Méthode Newmark Rosenblueth

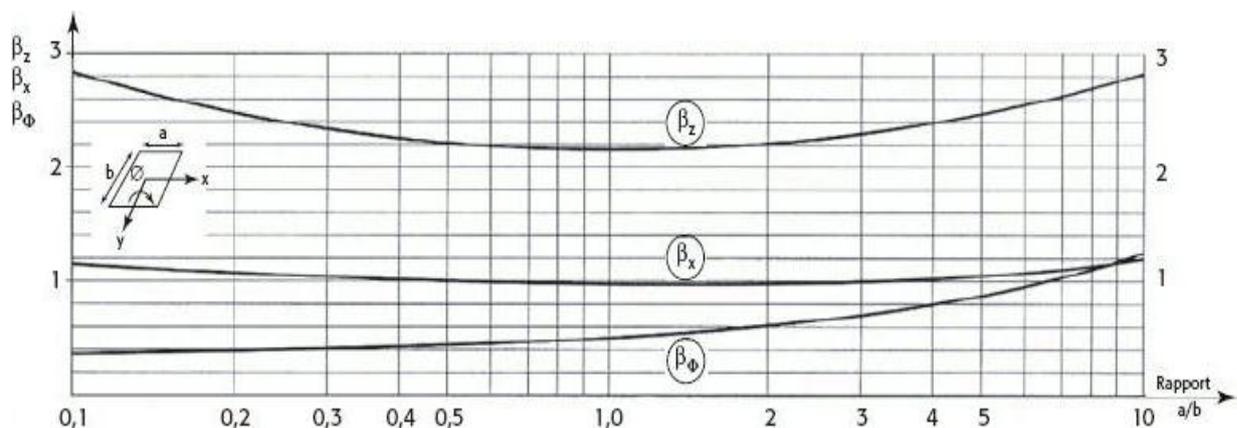
La méthode est indépendante de la fréquence, donc avec des coefficients constants. Elle permet d'estimer et de contrôler les valeurs des raideurs, **Rosenblueth** a introduit une masse virtuelle de sol liée à la fondation du bâtiment pour obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences.

On prend le nœud d'interface sol fondation au niveau inférieure de radier. La masse de sol additionnelle est concentrée en ce nœud.

Notations :

- A : aire de la fondation ;
- a = dimension parallèle à la direction du séisme ;
- b = dimension perpendiculaire à la direction de séisme ;
- r = masse volumique du sol ;
- M_b = masse du bâtiment ;
- $M_s = A.H.\rho$ = masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment ;
- H = hauteur du prise de sol ;
- I_b, J_b = inertie massiques du bâtiment par rapport à la fondation ;
- I_s, J_s = inertie massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation ;
- r_0 = rayon d'une fondation circulaire ;
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ = module de cisaillement dynamique du sol ;
- ν = coefficient de poisson.

On obtient les quatre raideurs de sol à l'abaque 2.2.1 et du tableau ?



Abaque 2.2.1 valeurs des coefficients β_x , β_z et β_ϕ (Buchi, 2013)

Tableau I.2. Coefficients d'amortissement et de raideur (Buchi, 2013)

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0,27\sqrt{A}$	$2,71\sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4 G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$0,05\sqrt{A}$	$20,55\sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1 - \nu) G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_v = 2(1 + \nu)G \beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$0,35\sqrt{A}$	$0,485\sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8 G \cdot r_0}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0,25\sqrt{A}$	$1,88\sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16 G \cdot r_0}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini toutes les notions nécessaires pour la compréhension du phénomène de l'interaction sol-structure. Également nous avons exposé les différentes méthodes utilisables afin de prendre en compte l'ISS dans le calcul des structures.

CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

II.1 Introduction :

- Dans Ce projet de fin d'études on a procédé à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation RDC + 4 étages.
- Ce bâtiment se compose d'un bloc barre, dans chaque étage est constitué un escalier.
- Tous les calculs de ce projet sont entrepris en conformément aux règles de B.A.E.L 91, aux règles parasismique Algérienne RPA 99.
- Le projet sera implanté à « TISSEMSILT » (50 logts a sidi Slimane) qui est considéré comme une zone de moyenne sismicité (ouvrage d'importance moyenne) « Zone IIa » sur la carte sismique « RPA99 »

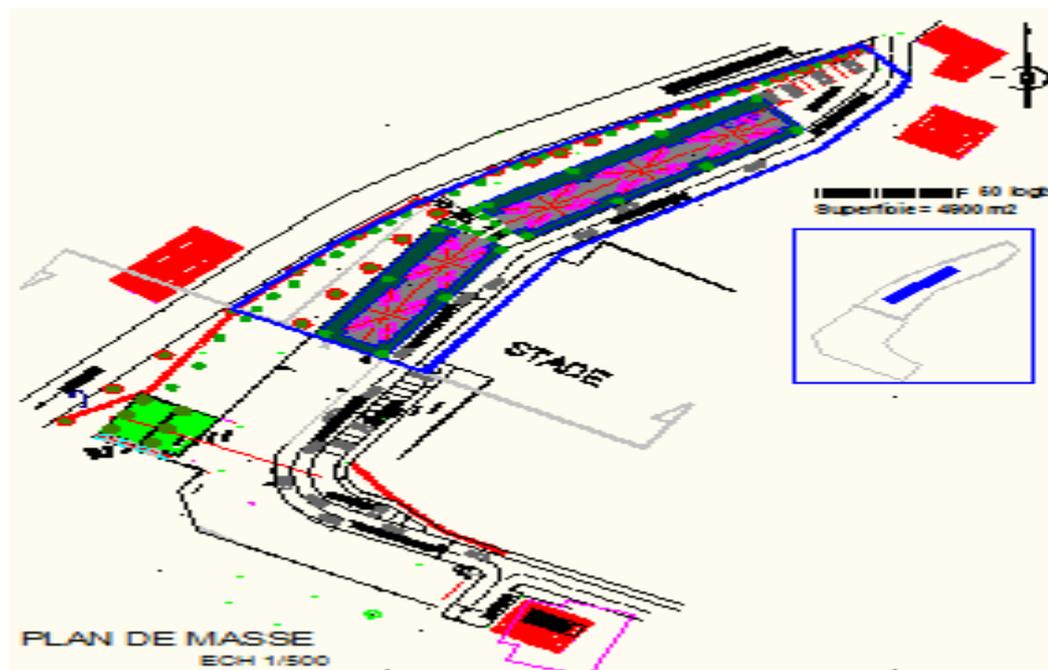


Figure II.1 Plan de Masse

II.2. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc présente une irrégularité en plan et en régulière en élévation, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

II.2.1. Description géométrique du bâtiment :

- hauteur totale de : 16,20 m a partir de RDC ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,04 m ;

- hauteur de l'étage courant est de : 3,04 m

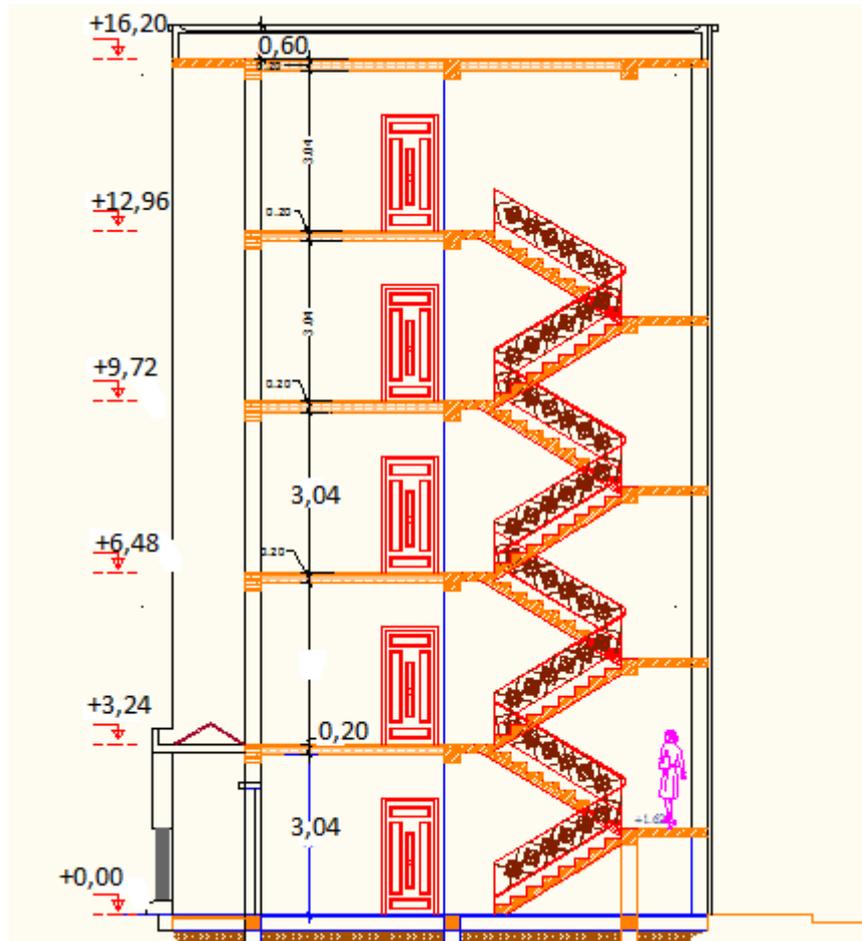


Figure II.2 vue en élévation de la structure

Tableau II.1 : caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	23,00 m
Largeur totale du bâtiment	7,40 m
Hauteur totale du bâtiment	16,20 m
Hauteur du RDC	3,04 m
Hauteur des étages courants	3,04 m

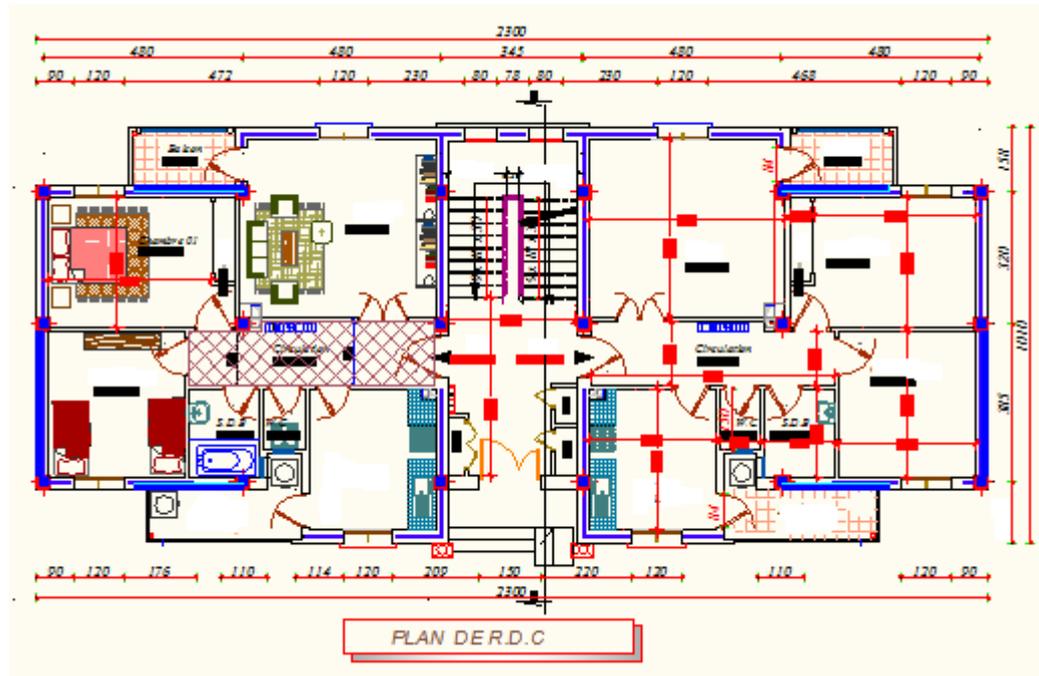


Figure II.3 vue en plan de la structure

II.3 Choix constructif :

II.3.1 Ossature :

La résistance du bâtiment sera assurée par un système de contreventement mixte (Portique - voiles) dans les deux directions (X,Y), et cela pour répondre aux exigences de la réglementation parasismique Algérienne en tenant compte de la hauteur du bâtiment (RPA, 99)

II.3.2 Planchers :

Nous avons deux types de planchers :

-plancher à corps creux (16+4) cm pour les différents étages ainsi que la terrasse.

-pour le palier du plancher et les locaux techniques (ascenseur) on adopte des planchers à dalles pleines d'épaisseur 16 cm.

II.3.3 L'infrastructure :

L'infrastructure est conçue par des semelles filantes dans un sens, et des longrines entrecroisées au niveau du dallage pour assurer le chaînage des semelles filantes.

II.4 Les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux :

II.4.1 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.

II.4.1.1 Principaux caractéristiques et avantages du béton armé:

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

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de les cerner.

- Dosé à 350 Kg/m³ en ciment CPA325
- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$

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

$$\begin{aligned}
 \text{– Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases} \\
 \text{– Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

- Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation suivante :

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

• Modules de déformation longitudinaux de béton :

- Instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32,16 \text{ KN} / \text{mm}^2$; Cas des contraintes instantanées.
- différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10,82 \text{ KN} / \text{mm}^2$ cas des contraintes à la longue durées.

Contraint admissible :

A l'état limite de service, la contraint admissible du béton est :

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

A l'état limite ultime, la contrainte de compression est donnée par l'expression suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Où :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application des charges est supérieure à 24 h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application des charges inf erieure à 24 h} \end{cases}$$

$\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Dans ces conditions la valeur calculée de la contrainte de la compression du béton est :

-Cas courant $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

-Cas accidentel : $\sigma_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié 99) :

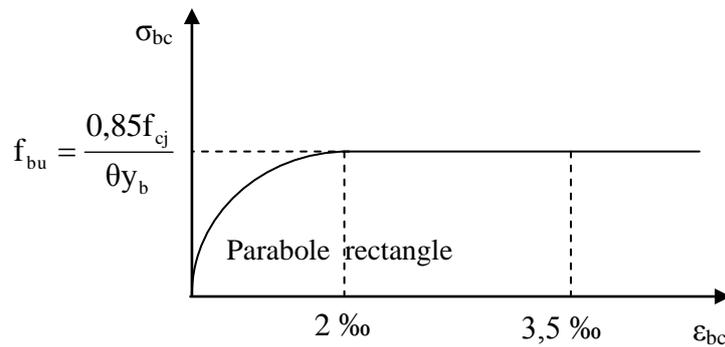


Figure .II.4 Diagramme parabolique rectangle

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles ;

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D' où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

II.4.2 Acier :

Les aciers utilisés en béton armé sont des alliages du fer et du carbone on utilise 3 types d'acier :

-barre à haute adhérence (HA) de nuance : FeE400 (pour les armatures longitudinales)

-barre rond lisse (RL) de nuance FeE235 (pour les armatures transversales : cadres, étriers et épingles)

-Treillis soudés : constitués par des files, se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs point de croisement, de nuance FeE400

Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec. :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} = \begin{cases} 1,15 & \text{cas courant} \\ 1 & \text{situation accidentele} \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{Mpa cas courant} \\ 400 & \text{Mpa situation accidentele} \end{cases}$$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à la valeur suivante

$$E_s = 20000 \text{ MPA}$$

II.4.2.1 Diagramme contraintes- Déformations de l'acier :

Ce diagramme est valable pour tous l'acier quelque soit leurs modes d'élaboration l'allongement maximale de l'acier illimité à 10 ‰

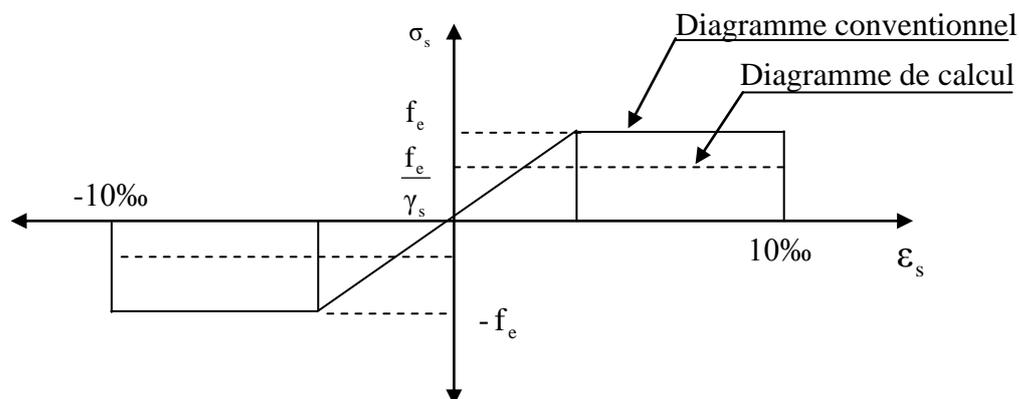


Figure .II.5 Diagramme contraintes- Déformations de l'acier

II.5 Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

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

$$\tau_u = T_u / bd$$

Avec : b: largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

II.6. Contrainte limite 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 ;

η : coefficient de fissuration ;

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

Poids volumique:

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier : $\gamma_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

II.7. Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Le terrain dont le bâtiment est implanté représente une contrainte admissible de 1,5 bars permettre par la suite de penser à des fondations simples (isolé ou filante).

CHAPITRE III

Pré dimensionnement des éléments de la structure

Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure: poutres, poteaux, voiles et autre, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement

III.1 Les planchers

Pour les bâtiments à surcharges modérées (bâtiment d'habitation) on utilise des planchers

Corps creux qui possédant une bonne isolation phonique et thermique, jouent aussi le rôle d'un

Coffrage perdu pour les étages courants et la terrasse.

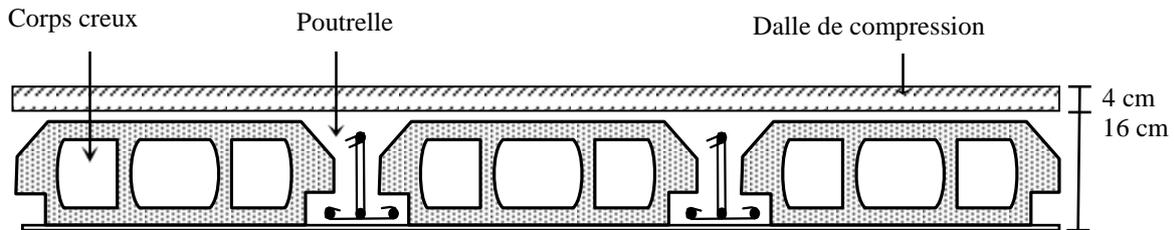


Figure III.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

III.1.1 Dimensionnement des planchers

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche .

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (cm)}$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{la hauteur du plancher (corps creux + dalle de compression)} \\ L : \text{distance maximale entre nus des poutres} \end{cases}$

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

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

$$h_t \geq \frac{4,80}{22,5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens}x) ; L_{\max}(\text{sens}y)].$$

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens}x) ; L_{\max}(\text{sens}y)] \Rightarrow L = \min[4,80 ; 3,75] \text{ m} = 3,75\text{m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{3,75}{22,5} = 16,6\text{cm} \text{ On prend } ht = (16+4) \text{ cm}=20\text{cm}$$

Tableaux III.1 : Epaisseur du plancher des différents niveaux

Niveaux	L	L/22.5	h_t	Type du plancher
Terrasse et Etages courants	3,75m	16,6cm	20cm	Corps-creux 16+4
RDC	3,75m	16,6cm	20cm	Corps-creux 16+4

III.1.2 Descente de charges des planchers :(DTR)

a) **Plancher terrasse inaccessible :**

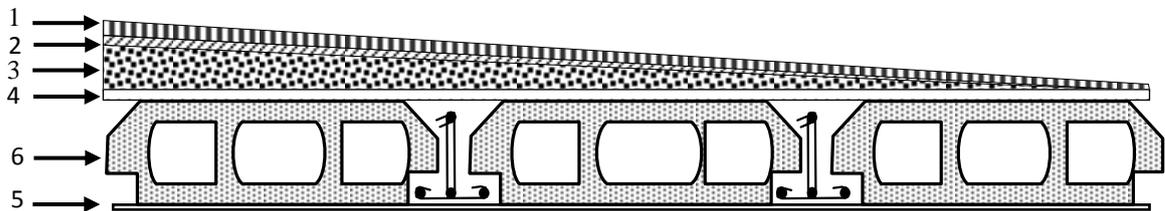


Figure III.2 Coupe d'un plancher à corps creux de la terrasse inaccessible

Tableaux III.2: La descente des charges du plancher terrasse

Niveau	Terrasse			
	Désignation	Épaisseur (m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
1-	Protection en gravillons roulé	0,04	20	0,8
2-	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3-	Forme de pente en béton léger	0,05	18	0,9
4-	Asphalte coulés+ polystyrène	2,5	26,4	0,66

- Plancher à corps creux+dalle	16+4	/	2,8
6- Enduit en plâtre	0,02	/	0,20
Charge permanente	$\Sigma G=5,48$		
Charge d'exploitation	Q=1,00		

b) Plancher RDC et étage courant :

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanentes et d'exploitations on adopte

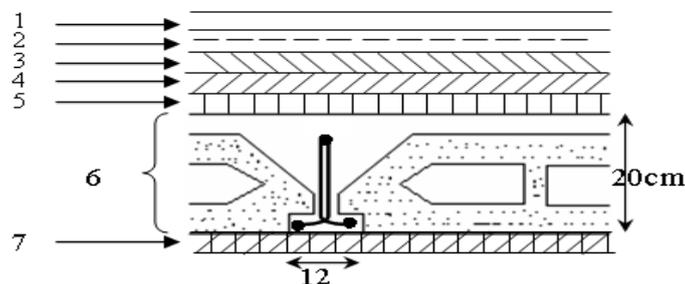


Figure III.3 Coupe d'un plancher étage courants à corps creux

Tableau III.3 : La descente de charge du plancher RDC et étages

Niveau	Étages courants et RDC		
	Désignation	Épaisseur (m)	Densité kN/m ³
1- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2- Mortier de pose (2cm)	0,02	22	0,44
3- Sable fin pour mortier	0,02	17	0,34
4- Plancher à corps creux +dalle	16+4		2,8
5- Enduit en plâtre	0,02		0,28
6-Cloison en briques creuses	0.90		
Charge permanent	$\Sigma G=5,16$		
Charge d'exploitation	Q=1,5		

c) Murs de façade extérieurs :Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 kN/m²Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 kN/m²N Paroi en briques creuses (10cm)= 0,90 kN/m²Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 kN/m²

$G_m=2.83 \text{ KN/m}^2$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$G_m \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26 \text{ KN/m}^2$

b) Murs de façade intérieurs :Enduit en plâtre (1,5 cm)..... 0.27 kN/m²Brique creuses (10 cm).....0.90 kN/m²Enduit en plâtre(1,5)..... 0.27 kN/m²

$G_m=1.44 \text{ KN/m}^2$

e) Dalle pleine (Balcon) :**Tableau III.4 : La descente de charge du Balcon**

Niveau	Terrasse		
	Épaisseur (m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.2	20	0.4
Sable fin pour mortier	0.2		0.34
Dalle pleine	0.15		3.75
Enduit en ciment	0.2		0.36
Charge permanente	$\Sigma G=4,5$		
Charge d'exploitation	$Q=3,50$		

f) Charges d'exploitations :

Surcharge d'exploitation terrasse inaccessible Q = 1.00 kN/m²

Surcharge d'exploitation du plancher du RDC+ étage courants Q = 1.50 kN/m²

les balconsQ = 5,00 kN/m²

III.1.3 Application de loi de dégression:

Terrasse : Q₀1 KN/m²

1^{ème} étage: Q₀+Q₁2,5 KN /m²

2^{ème} étage : Q₀+0,95(Q₁+Q₂).....3,85 KN /m²

3^{ème} étage : Q₀+0,9(Q₁+Q₂+Q₃).....5,05 KN /m²

4^{ème} étage : Q₀+0,85(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄) 6,10 KN /m²

R.D.C : Q₀+0,80(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅).....7 KN /m²

III.2. Les poutrelles :

D'après les règles(**BAEL.91**). la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b₁ ».

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(60 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{360}{10} = 45 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L₁ : la distance entre axes de nervures. L₁ = 60cm

L = la portée entre axes nus d'appuis

h_0 = la hauteur de la nervure.

b_0 = Epaisseur de la nervure.

On prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + b_0 \rightarrow b = 60 \text{ cm}$

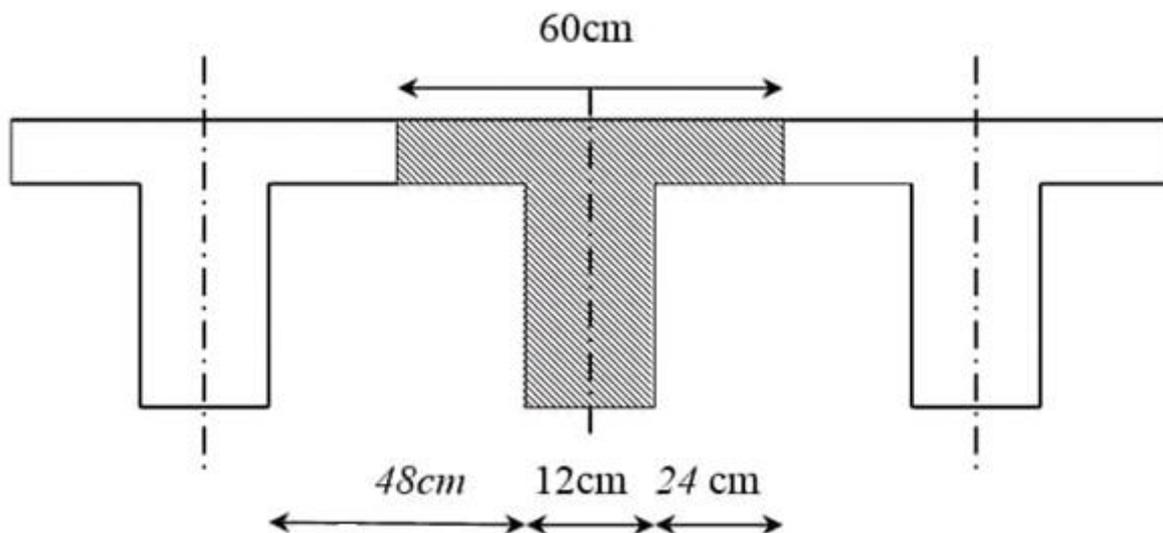


Figure III.4: Dimension de la nervure

III.3 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

III.3.1 Les poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée) Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

a) critère de rigidité (flèche) :

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$h = (1/10; 1/15).L$$

L : la portée de poutre entre nus des poteaux

h : hauteur de la poutre

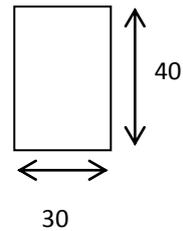
b) conditions imposées par RPA 99 :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

III.1.A.1. poutres principales :

$$h = (480/10; 480/15) = (48; 32)\text{cm on prend } h = 40\text{cm}$$

Remarque : pour la non –condensation des armatures on prend $b=35\text{cm}$



Vérification des conditions imposées par le RPA 99 :

1. $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée
2. $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$condition vérifiée
3. $\frac{h}{b} = 40/30 = 1,33 < 4$condition vérifiée

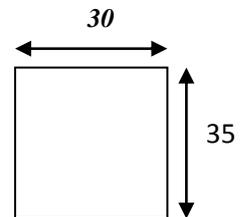
Donc la section retenue pour la poutre secondaire est de dimensions (30x40) cm²

III.2.A.1. Poutres secondaires:

$$L = 3,75$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 375/15 \leq h \leq 375/10 \Rightarrow 25 \leq h \leq 37,5$$

On prend $h = 35\text{ cm}$ et $b=30\text{ cm}$



Vérification des conditions imposées par RPA99

1. $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
2. $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée

$$3. \frac{h}{b} = 35/30 = 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section retenue pour la poutre secondaire est de dimensions (30x35) cm²

III.2.A. Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix basé sur la section de poteau la plus sollicitée de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

Le calcul se fait selon la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On prend en considération le poids propre de poteau, le poids propre du plancher et des poutres.

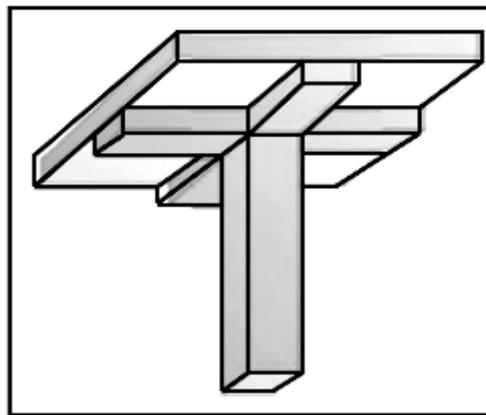


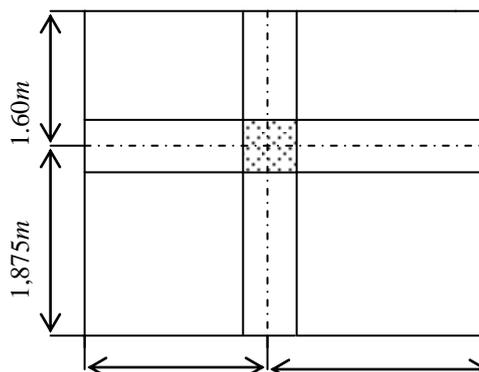
Figure III.5 : Vue en 3 D du poteau

- Calcul du poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix aux poteaux axes (D, 2) comme il est mentionné sur la figure 3.5.

- La surface afférente du poteau est donnée par :

$$- S = \frac{[(4,8+4,8) \times (3,75+3,20)] \times 1}{4} = 16,68m^2$$



2,4m 2,4 m

Figure III.6: Section afférente du poteau rectangulaire

III.3.2.1 Effort normal ultime due à charge niveau :

a) Les effort de compression due aux charge permanentes :

a .1) Poids propre des planchers terrasse :

Plancher RDC + 4 étage: $n \times G_{\text{étage}} \times S = 5 \times 5,16 \times 16,68 = 344,28 \text{KN}$

Plancher terrasse inaccessible : $G_T \times S = 5,48 \times 16,68 = 91,41 \text{KN}$

n = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

a .2) Longueur de la poutre principale et secondaire

$$\begin{cases} l_{pp} = 2,4 + 2,4 = 4,8 \text{m} \\ l_{ps} = 1,875 + 1,60 = 3,475 \text{ m} \end{cases}$$

a .3) Poids des poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 6(l_{pp} \times b \times h \times \gamma_b) = 6 \times 4,8 \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 86,4 \text{KN} \\ G_{ps} = 6(l_{ps} \times b \times h \times \gamma_b) = 6 \times 3,475 \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 54,73 \text{KN} \end{cases}$$

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\begin{aligned} NG &= 1,1 \times (G_t + G_c + G_{pp} + G_{ps}) \\ &= 1,1 \times (344,28 + 91,41 + 86,4 + 54,73) = 582,293 \text{ KN} \end{aligned}$$

III.3.2.2 Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q :

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 7 \text{ KN/m}^2$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 7 \times 16,68 = 128,436 \text{KN}$

III.3.2.3 Calcul de l'effort normal N_u :

$N_u = 1,35 NG + 1,5 N_Q \longrightarrow N_u = (1,35 \times 582,293) + (1,5 \times 128,436) = 978,75 \text{KN}$

III.3.2.4 Détermination de la longueur(a) :

On doit dimensionner les poteaux sous une condition de flambement, c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,24 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 3,24 = 2,27 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{227}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{227}{0,289 \times 50} = 15,71 \text{ cm}$$

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

III.3.2.5 Détermination de la largeur (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

B_r : section réduite :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \quad B_r \iff 40 - 2 \times (b - 2) = 32 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale :

$A_s = 1\% B_r$ Zone IIa

$$A_s = 1\% [32(b - 2)] = 0,32 (b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un facteur réducteur de N_u , il est fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{227}{0,289 \times 35} = 22,43 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(22,43/35)^2] = 0,8$$

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

$$Nu \leq 0,80 \cdot \left[\frac{32(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,32(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

$$Nu \leq 56311,76(b-2)$$

$$b \geq \frac{Nu \times 10^3}{56311,76} + 2$$

$$b \geq 19,38 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 35 cm.**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

Min (a, b) = 35 cm > 25 cm Condition vérifiée.

Min (a, b) = 35 cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{304}{20} = 15,20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$0,25 < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

Donc : **a = 35 cm** **b = 35 cm**

Tableau III.5: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

Niveaux	a × b
RDC – 1eme Etages	40×40
2 Eme Etages– 4eme Etage	35×35

III.3.3 Pré dimensionnement du voile :

Les voiles servent, d'une part à contreventer le bâtiment les en reprenant efforts horizontaux (séismes et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après RPA99V2003 (article 7.7.1):

$$L \geq 4e$$

Telle que :

L : longueur du voile.

e : épaisseur minimale du voile (min = 15 cm).

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

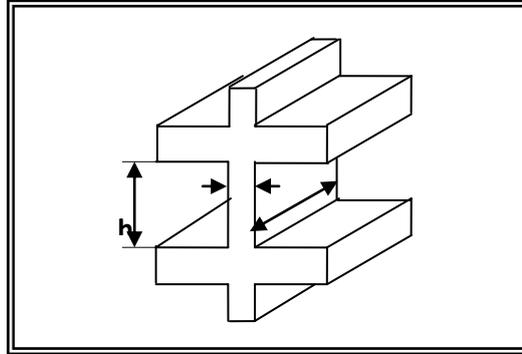


Figure.III.7 Coupe de voile en élévation

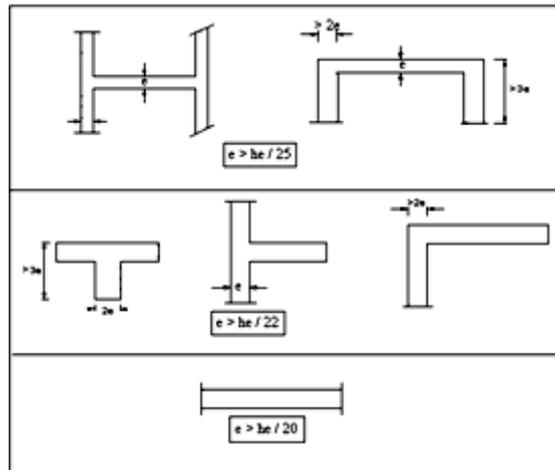


Figure.III.8 : Coupe de voile en plan

- A partir de la hauteur $H_e=3.04m$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right) \text{ cm}$$

D'où : h_e : hauteur d'étage ; $h_e= 3,24$

$$e \geq \max = \begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{324}{25} = 12,96\text{cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{324}{22} = 14,72\text{cm} \\ \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16,20\text{cm} \end{cases}$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: $e = 20 \text{ cm}$

III.4.Conclusion :

Le pré-dimensionnement de la structure, montre que la structure présente les dimensions habituelles appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres et les poteaux sont les même pour l'ensemble des étages. Et pour minimiser le problème de coffrage et de décoffrage sur sites nous avons minimisé la variation des dimensions des poteaux le plus possible. Aussi les dimensions des voiles représentent le minimum donné par le R.P.A 99/Version 2003.

CHAPITRE IV

Les éléments non structuraux

Chapitre IV: les éléments non structuraux

IV.1. Introduction :

Les éléments non-structuraux sont les éléments qui ne participe pas à la résistance ou à la stabilité du bâtiment, on note : les acrotères, les balcons, escaliers.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

IV.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge « main courante ». Le calcul se fait à la flexion

IV.2.1 Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée

IV.2.2 Dimensions

- La hauteur d'acrotère $h=60$ cm
- L'épaisseur d'acrotère $e_p=10$ cm

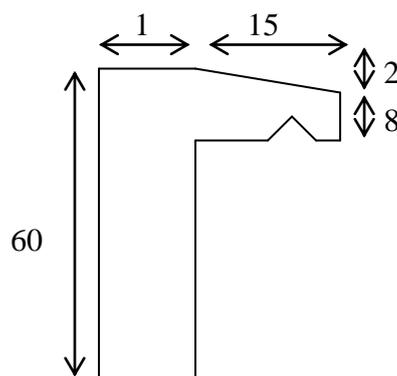


Figure IV.1 acrotère de la terrasse inaccessible

IV.2.1- Charge permanente et charge d'exploitation :

a- Charge permanente :

$$G = S \cdot \gamma_{BA}$$

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25((0,1 \times 0,60) + \frac{0,02 \times 0,15}{2} + (0,15 \times 0,08))$$

$$G = 1,84 \text{ Kn/ml} = W_p = 183,75 \text{ Kg}$$

b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

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

IV.2.2- Vérification de l'acrotère sous charge sismique:

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

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p \text{ (Article 6.2.3 RPA99)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,12 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times (0,8) \times (0,15) \times (183,75) = 88,2 \text{ Kg} = 0,882 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5 Q$

$$F_p \leq 1,5Q \rightarrow F_p = 0,88 > Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Charge :

-La charge due a son poids propre : $G = 1,83 \text{ kN/ml}$

IV.2.3 Calcul des sollicitations

IV.2.3.1 État limite ultime (E.L.U.R)

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5F_p h = 1,5 \times 0,88 \times 0,6 = 0,80 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 1,5F_p = 1,5 \times 0,88 = 1,32 \text{ KN}$$

IV.2.3.2 Etat Limit Service :

$$N_S = G = 1,83 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 0,88 \times 0,60 = 0,52 \text{ KN.m}$$

$$V_S = Q = 0,88 \text{ kN}$$

IV.2.3.3 Enrobage :

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

IV.2.3.4 Calcule de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

– Excentricité d'un premier ordre

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,80}{1,83} = 0,43 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,43 \text{ m} \geq \frac{h}{2} = 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

IV.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

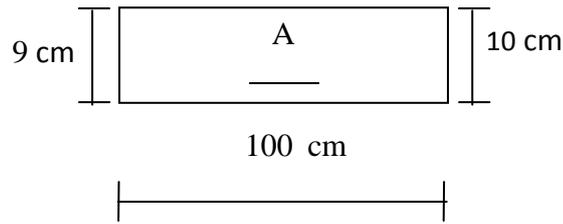


Figure IV.2 section de calcul

$b = 100\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$; FeE400 ; $d = 9\text{cm}$

– État limite ultime (E.L.U.R)

$$e_{uA} = e_0 + (d - \frac{e_p}{2}) = 0,43 + (0,09 - \frac{0,10}{2}) = 0,47\text{m}$$

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,47 \times 0,47 = 1,16 \text{ KN.m}$$

– État limite de service (E.L.S)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,52}{1,83} = 0,284 \text{ m}$$

$$e_{sA} = e_0 + (d - \frac{e_p}{2}) = 0,284 + (0,09 - \frac{0,10}{2}) = 0,324 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,83 \times 0,284 = 0,52 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

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

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} = (0,09 - 0,02)2,47 - 0,80 = -0,63 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,2 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$-0,63 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée et le calcul se fait par une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

IV.2.5 Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait par section rectangulaire

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,47 \times 0,47 = 1,16 \text{ KN.m}$$

IV.2.5.1 État limite de compression du béton

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,16 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,010$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74 \rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{====} \quad A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

IV.2.5.2 Calcul des paramètres caractéristiques de la section

– Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,012$$

– Ordonnée de la fibre neutre :

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,09 \text{ m}$$

IV.2.5.3 Détermination de la section théorique des aciers tendus

– Section théorique d'acier (section d'armatures en flexion simple)

$$A_u = \frac{M_{uA}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1,16 \times 10}{0,09 \times 348} = 0,370 \text{ cm}^2$$

– Section d'armatures en flexion composée

$$A_{FC} = A_u - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0,370 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,299 \text{ cm}$$

IV.2.5.4 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

IV.2.5.5 Armatures principales

$$A_s = \max (A_{fc} ; A_u ; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– Espacement

D'après le B.A.E.L 91 : $e = \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Nous avons adopté : 4T6 Soit : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.2.6. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,283 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– Espacement

D'après B.A.E.L 91 : $e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

Nous avons adopté : 4T10 soit : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.2.7 Vérification à l'E.L.S

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,83 \times 0,284 = 0,520 \text{ KN.m}$$

IV.2.8 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 0,882$$

$$T_{\max} = 1,323 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = T_{\max} / bd = 1,323 / 100 \times 0,09 = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{BAEL 91}$$

$$\tau_u^- = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Donc } \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \text{ Condition vérifié}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

E.L.S :

L'acrotère est exposé aux intempéries → la fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\tau}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right)$$

$$\bar{\tau}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,52 / 1,83 = 0,28 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$ → section partiellement comprimée.

$$M_{s1} = N_s \left(\frac{h}{2} - c \right) + M_s = 1,83 (0,12 - 0,02) + 0,52$$

$$M_{s1} = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow A_{s1} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ $A_s = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$, donc le ferrailage calculé à l'E.L.U est maintenu

Tableau IV.1: Vérification à l'état limite de service de l'acrotère

Moment service	M_{ELS}	0,520 KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,13}{100} = 0,170 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,170 \times 9 = 3,05 \text{ cm}^2$	1,59cm

	$y = -0,170 + \sqrt{0,170^2 + 3,05}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9-1,59)^2$	1064,68 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{0,520 \times 10^3}{1064,68}$	0,49
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,49 \times 1,59$	0,78 MPa/cm
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,49(9-1,59)$	54,46 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	0,78 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	54,46 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

IV.2.8.1 Détermination des contraintes dans l'acier tendue : σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{sA}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{520}{1064,68} (9 - 1,59) = 54,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

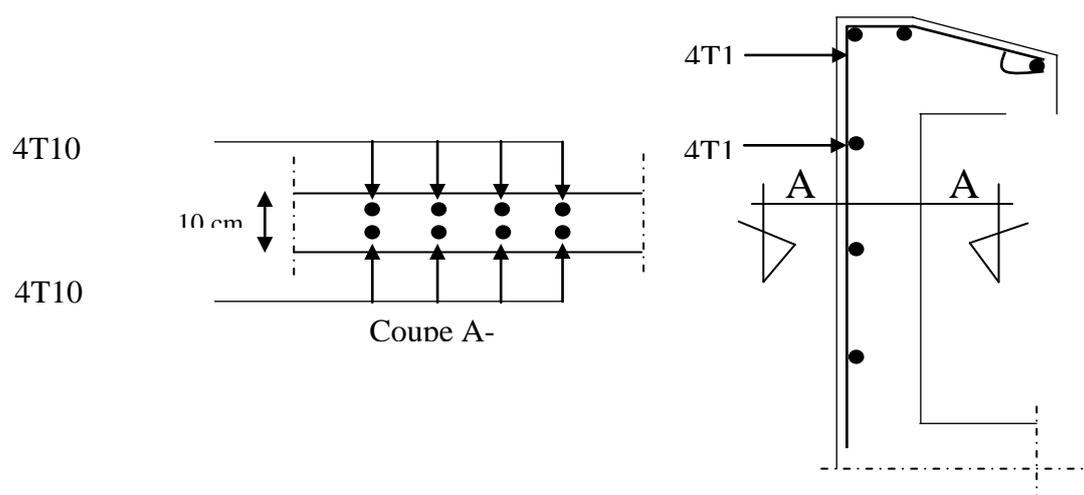


Figure IV.3 Schéma de ferrailage d'acrotère

IV.3. Balcon :

IV.3.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur un seul appui, assimilé à une console de portée de 1,40 m.

IV.3.2 Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- Le balcon sera calculé en flexion simple ;
- L'épaisseur des dalles pleines : $e = 15 \text{ cm}$.

IV.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau IV.2 Evaluation des charges et surcharges

Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m^2	Poids KN/m
Carrelage	0,020	20,00	0,040
Mortier De pose	0,020	20,00	0,040

Lit de sable	0,020	17,00	0,35
Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
Enduit de ciment	0,020	18,00	0,36
Charge permanente			G =3,5
Charge d'exploitation			Q =1,00

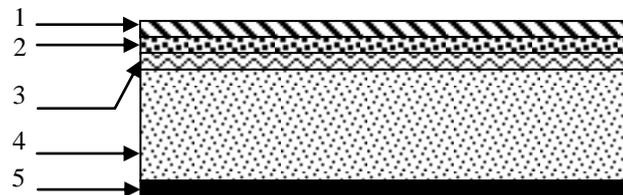


Figure IV.1: Schéma représente détail d'un balcon

IV.3.4. Calcul des sollicitations :

$$Q_{ELU} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 3,5 + 1,5 \times 1,0) \times 1 \text{ m} = 6,23 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELS} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (3,5 + 1,0) \times 1 \text{ m} = 4,5 \text{ KN/ml}$$

IV.3.4.1. Poids propre du mur

$$P = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 3,06 \times 1 \text{ m} = 3,98 \text{ KN}$$

$$P_{ELU} = 1,35P = 1,35 \times 3,98 = 5,37 \text{ KN}$$

$$P_{ELS} = P = 3,98 \text{ KN}$$

IV.3.4.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

– ELU

$$M_{\max} = -\frac{Q_{ELU} L^2}{2} - P_u L = -\frac{6,23 \times (1,40)^2}{2} - 5,37 \times 1,40 = -13,63 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_{ELU} \times L + P_{ELU} = 6,23 \times 1,40 + 5,37 = 14,09 \text{ KN}$$

– ELS

$$M_{\max} = -\frac{Q_s L^2}{2} - PL = -\frac{4,5 \times (1,40)^2}{2} - 3,98 \times 1,40 = -9,98$$

$$T_{\max} = Q_s \times L + P_s = 4,5 \times 1,40 + 3,98 = 10,28 \text{ KN}$$

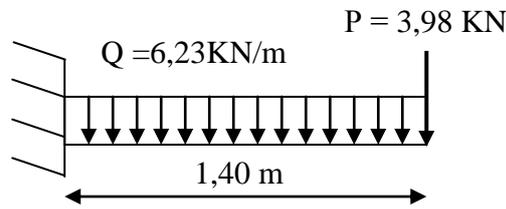


Figure IV.2: Schéma représente le type de balcon

IV.3.5. Calcul de ferrailage à L'E.L.U.R

Se fait le calcul sur une section rectangulaire : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$

Tableau IV.3. Calcul de ferrailage de balcon

Moment ultime M_u	M_u	13,63	$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduite	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,03	
Etat limite de compression de béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,04	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,98	
Section d'acier A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,22 cm^2	

On adopte : $A_s = 4,21 \text{ cm}^2$

IV.3.5.1. Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cal}} = 4,21 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adopte}} = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit : } 6\text{T}14 / \text{ml}.$$

– Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : $S_t = 12 \text{ cm}$

IV.3.5.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{Adopte}}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,32 \text{ cm}^2 ; A_r = 4,52 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ soit : } 4\text{T}12/\text{ml}.$$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42 :

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3.6. Vérification a l'E.L.S

Tableau IV.4. Vérification pour le balcon à l'état limite de service

Moment service	M_{ELS}	9,98
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9,24}{100} = 1,39 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,39 \times 18 = 50,04 \text{ cm}^2$ $y = -1,39 + \sqrt{1,39^2 + 50,04}$	5,81 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{100 \times 5,81^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (18 - 5,81)^2$	27133,39 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{\text{ELS}}}{I} = \frac{9,98 \times 10^3}{27133,39}$	0,37 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,37 \times 5,81$	2,15 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,37(18 - 5,81)$	67,65 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	2,5MPa < 15MPa Condition vérifiée

A 4.5.2 BAEL91		
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	$67,65 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$

IV.3.6.1. Contrainte de cisaillement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-5.1.1 :

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{14,09 \times 10}{100 \times 18} = 0,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires parce que il n'y a pas de reprise de bétonnage.

- **Contrainte d'adhérence :**

Nombre d'armature tendue $n=5$

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{14,09 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.6.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \min \{ 266,67; 201,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{9,98 \times 10^3}{27133,39} (18 - 5,81) = 67,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa}$$

IV.3.6.3. Vérification de la flèche

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

- $F_1 = \frac{Q \cdot L^2}{8EI}$ Flèche due à la charge répartie.

- $F_2 = \frac{pL^3}{3EI}$ Flèche due à la charge concentrée.

IV.3.6.4. Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{100 \times 20 \times 10 + 15 \times 4,21 \times 18}{100 \times 20 + 4,21 \times 15} = 10,24$$

$$Y_1 = Y_G = 10,24 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 20 - 10,24 = 9,76 \text{ cm}$$

□

IV.3.7. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{b(h - y_2)^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100(10,24)^3}{3} + \frac{100(20 - 9,76)^3}{3} + 15 \times 4,21(18 - 10,24)^2 = 75385,52 \text{ cm}^4$$

$$F = \left[\frac{(14,80 \times 1,40)}{8} + \frac{(4,21)}{3} \right] \times \left[\frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 75385,52 \times 10^{-5}} \right]$$

$$F = 0,045 \text{ cm}$$

$$F_{Adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F = 0,045 \text{ cm} < F_{Adm} = 0,56 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

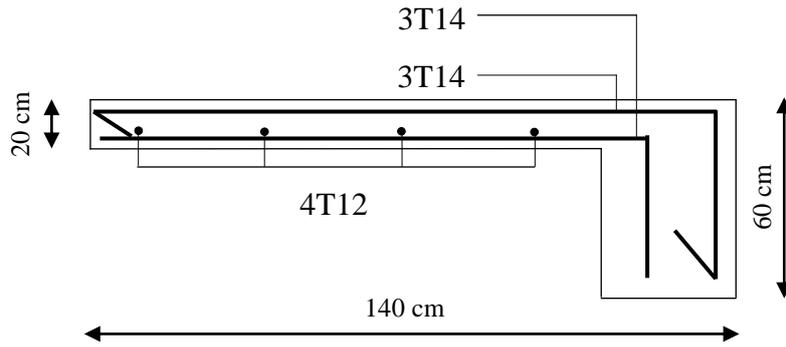


Figure IV.6: Schéma de ferrailage pour le balcon

IV.4 Escaliers :

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

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche (g) s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche (h), le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

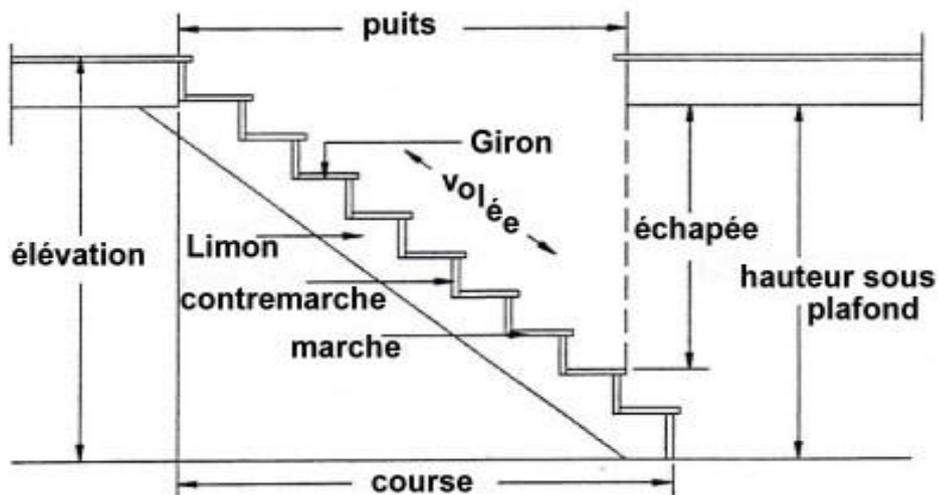


Figure IV.7: Schéma d'escalier

IV.4.1.1. Dimensions des escaliers:

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

- Hauteur de la marche (contre marche) : h
- Largeur de la marche : g
- On prend : $2h + g = 64$ cm
- Nombre de contre marches : n
- Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n-1) \times g$
- Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage :

$$H = n \times h = \frac{h_c}{2}$$

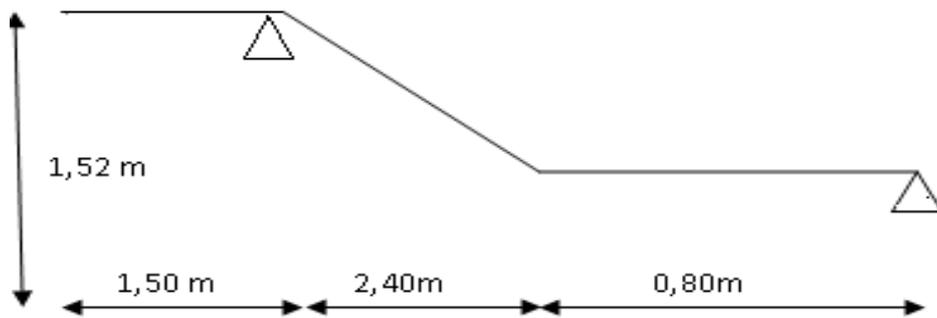


Figure IV.8 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

IV.4.1.2. Dimensionnement des marches et des contre marches

Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

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

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

Avec : $m = 64$ cm , $H = 152$ cm et $L = 240$ cm

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 932n + 476 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$h = \frac{152}{9} = 17 \rightarrow h = 17$ cm. et $g = \frac{L}{n-1} = 30$ cm On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'inégalité vérifiée, on a: 5 marches avec $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

e = 15cm

Épaisseur du palier (e_p)

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

IV.4.1.3. Évaluation des charges et des surcharges

– Paillasse :

Tableau IV.5 : Résume les charges de paillasse

Désignation	Epissure	Poids volumique	Charge t/m ²
Revêtement horizontal	0,030	2,000	0,060
Revêtement verticale (0,17× 0,30)	0,030	2,000	0,034
Mortier de pose	0,020	2,000	0,040
Poids des marches $\gamma_b \cdot h/2$	0,170	2,200	0,187

Poids de la pailleasse $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,150	2,500	0,439
Enduit en ciment sous pailleasse	0,020	2,000	0,040

- Charge permanente : $G = 8,00 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 8,00 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS1} = (G + Q) \times 1\text{m} = (8,00 + 2,5) \times 1\text{m} = 10,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

– **Palier :**

Tableau IV.6:Évaluation des charges et des surcharges de palier

Elément	Épaisseur	Masse Volumique	Charge t/m ²
Carrelage	0,02	2,000	$0,02 \times 20 = 0,4$
Mortier de pose	0,02	2,000	$0,02 \times 20 = 0,4$
Couche de sable	0,02	1,800	$0,02 \times 18 = 0,36$
Poids propre de palier	0,15	2,500	$0,15 \times 25 = 3,75$
Enduit de ciment	0,02	1,800	$0,02 \times 18 = 0,36$
Charge permanente			G = 5,27
Charge d'exploitation			Q = 2,5

$$\begin{cases} Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,50) \times 1\text{m} = 10,86 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS2} = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,27 + 2,50) \times 1\text{m} = 7,77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

IV.4.1.4. Calcul des sollicitations

On utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant, parce que la poutre est isostatique.

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{14,55 - 10,86}{10,86} = 0,33 > 10 \%$$

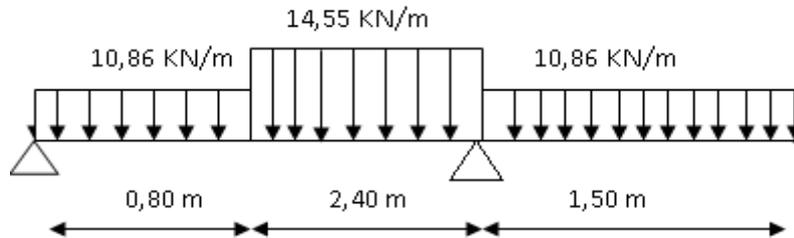


Figure IV.9: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.

IV.4.1.4.1. État limite ultime (E.L.U.R)

$$\sum F/Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10,86 \times 0,80 + 14,55 \times 2,40 + 10,86 \times 1,5 = 59,9 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times 3,2 = 10,86 \times 0,8 \times 0,4 + 14,55 \times 2,40 \times 2 + 10,86 \times 1,5 \times 3,95$$

$$R_B = 43,02 \text{ KN}$$

$$R_A = 16,88 \text{ KN}$$

– Efforts tranchants et moments fléchissant

$$0 \leq x \leq 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x = -10,86x + 16,88 \\ T(0) = 16,88 \text{ KN} \rightarrow T(0,8) = 8,19 \text{ KN} \\ M(x) = -5,43x^2 + 16,88x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \rightarrow M(0,8) = 10,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0,8 \leq x \leq 3,20 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x = -14,55x + 19,83 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow x = 1,37 \text{ m} \\ T(0,8) = 8,19 \text{ KN} \rightarrow T(3,2) = -26,73 \text{ KN} \\ M(x) = -7,28x^2 + 19,84x - 1,18 \\ M(0,8) = 10,02 \text{ KN.m} \rightarrow M(3,2) = -12,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,37) = -7,28(1,37)^2 + 19,84(1,37) - 1,18 = 12,34 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = 10,86x \\ T(0) = 0 \text{ KN} \rightarrow T(1,50) = 16,29 \text{ KN} \\ M(x) = -5,43x^2 \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \rightarrow M(1,50) = -12,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.4.1.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 ,

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13,5 \text{ cm}$

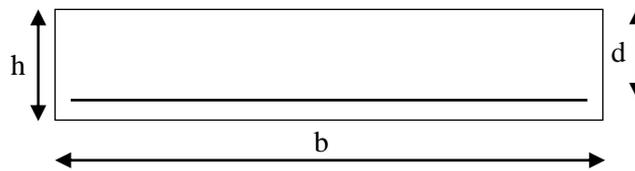


Figure IV.10: Section d'escalier à ferrailier

IV.4.1.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

$$Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 8,00 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 10,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 12,34 \text{ KN.m} \quad (x = 1,37 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 12,34 = 10,50 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times 12,34 = 4,94 \text{ KN.m}$$

– En travée

$$M_T = 10,50 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.7: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_T	10,50 KN.m	$\mu=0,08 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,04	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,10	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,96	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,30	

Nous avons adopté $4T10 = A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42:

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

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.4.1.5.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L 91 Article E.8.2.41

$$A_{rep} = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T5 = A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42 :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

– **Sur appuis**

$M_a = 4,94 \text{ KN.m}$

Tableau IV.8: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_t	M_A	4,94 KN.m	$\mu=0,08 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,02	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,03	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,06	

Nous avons adopté : 4T8 avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.4.1.5.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (54 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}.$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.4.1.6. Vérifications à l'E.L.S

Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{26,73}{100 \times 13,5} \times 10 = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_c} \times \left(T + \frac{M_A}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(26,73) + \frac{4,89 \times 10^2}{0,9 \times 13,5}\right] = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 2,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$Q_{\text{ELS1}} = (G + Q) \times 1\text{m} = (8 + 2,5) \times 1\text{m} = 10,50 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ELS2}} = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,27 + 2,5) \times 1\text{m} = 7,77 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 8,92 \text{ KN.m} \quad (x = 1,39\text{m})$$

$$M_T = 0,85 \times 8,92 = 7,58 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 8,92 = 3,57 \text{ KN.m}$$

– **En travée**

Tableau IV.9: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_T	7,58 KN.m	$\mu = 0,03 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,03	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,08	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,97	

Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,66
------------------------	--	------

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 24,9y - 336,15 = 0 \rightarrow y = 2,36 \text{ cm}$$

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,36^3}{3} + (15 \times 1,66) \times (13,5 - 2,36)^2 = 3528,23 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{t,ser}}{I} \times y = \frac{7,58 \times 10^3}{3528,23} \times 2,36 = 5,07 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,07 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Sur appuis

Tableau IV.10: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_t	M_A	3,57 KN.m	$\mu = 0,01 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,01	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,01	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_A / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,78	

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 11,7y - 157,95 = 0 \rightarrow y = 1,66 \text{ cm}$$

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

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,66^3}{3} + (15 \times 0,78) \times (13,5 - 1,66)^2 = 1792,65 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{user}}}{I} \times y = \frac{3,57 \times 10^3}{1792,65} \times 1,66 = 3,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,31 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

IV.4.1.6.1. Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 > 0,0333 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b} \times d \geq \frac{2}{f_c} \rightarrow 0,482 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

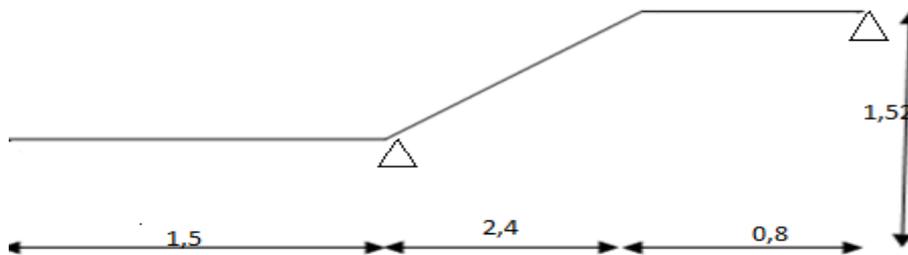


Figure IV.11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2)

IV.4.1.7: Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 , le calcul se fait à la flexion simple

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm } d = 13,5 \text{ cm}$$

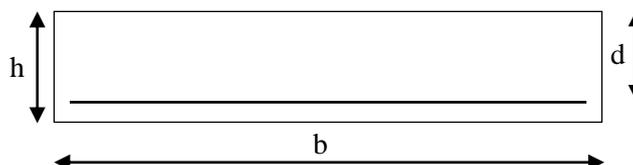


Figure IV.12: Section d'escalier à ferrailer

IV.4.1.7.1. État limite ultime E.L.U.R

$$\begin{cases} Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,50) \times 1m = 10,86 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS2} = (G + Q) \times 1m = (5,27 + 2,50) \times 1m = 7,77 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_{\max} = 12,32 \text{ KN.m (} x = 3,33 \text{ m)}$$

$$M_T = 0,85 \times 12,32 = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 12,32 = 4,93 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_T = 10,47 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.11: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_T	10,47 KN.m	$\mu = 0,04 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,04	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,05	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_A / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,27	

On adopte comme une section 6T10 = 4,71 cm²

- **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

IV.4.1.7.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L91 Article E.8.2.41

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18\text{cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm} ; 33\text{cm}) = e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Sur appuis**

$$M_A = 4,93 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.12: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_t	M_T	4,93 KN.m	$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,02	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,03	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_A / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,06	

Nous avons adopté : 6T10 avec : $A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.4.1.7.3. Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm.}$

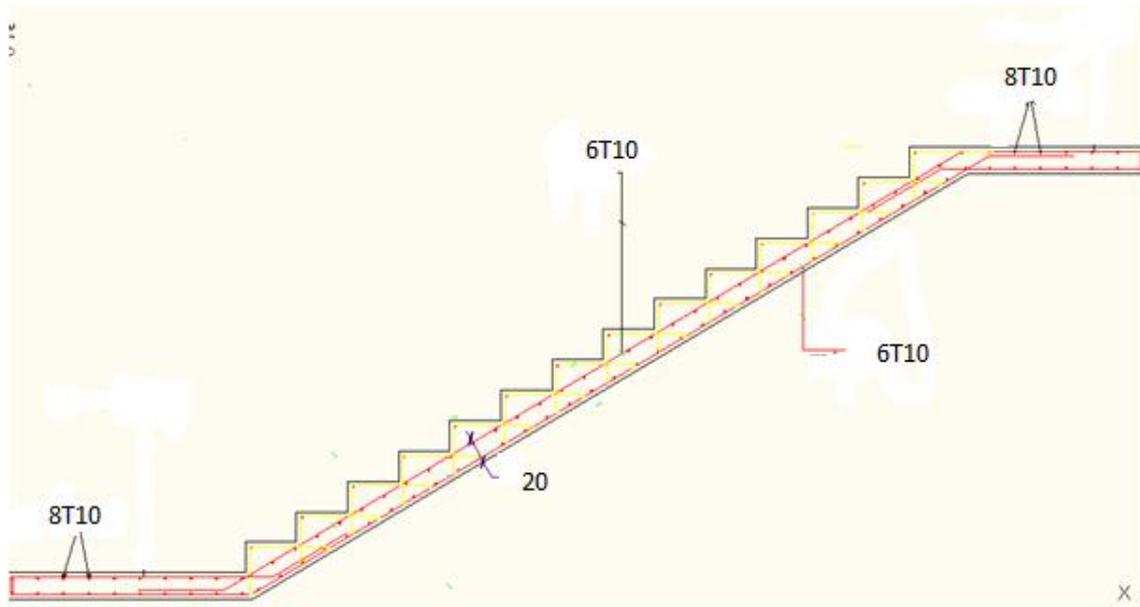


Figure IV.13: Schéma de ferrailage d'escalier type 1

IV.4.2. Étude de la poutre palière

IV.4.2.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/99, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23 \leq h \leq 34,5$$

On prend : $h = 35$ $d = 0,9h = 31,5$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

IV.4.2.2. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc la section est **(35X30) cm²**

IV.4.2.3. Charges supportées par la poutre

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 1\text{m} = 2,63 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : ELU : $R_b = 43,02 \text{ KN}$

$$\text{ELS : } R_b = 30,91 \text{ KN}$$

$$Q_u = [1,35(2,63 + 43,02) + 1,5(2,5)] = 65,37 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,63 + 30,91 + 2,5 = 36,04 \text{ KN/ml}$$

IV.4.2.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELU}} \times L^2}{8} = \frac{65,37 \times (3,45)^2}{8} = 97,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ult}} = 0,85M_0 = 82,66 \text{ KN.m} ; M_{\text{AELU}} = 0,40M_0 = 38,90 \text{ KN.m}$$

– Diagramme de M_t et M_a :

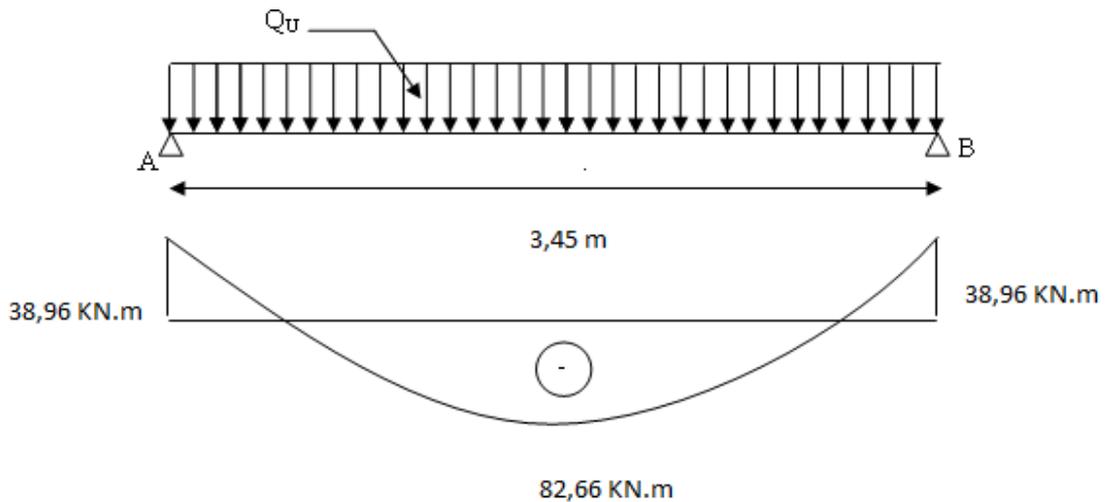


Figure IV.14: Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.4.2.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

– En travée

On a: $b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$

Tableau IV.13: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée

Moment ultime M_t	M_T	82,66 KN.m	
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,195	
Etat limite de compression	$\mu_l = 0,195$	$\mu < \mu_l$	

du béton			$\mu=0,195 < \mu_1=0,392$
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,274	pas d'acier comprimé
Coefficient β	$\beta =1-0,4 \alpha$	0,90	
Section d'aciers A_s	$M_T / (\sigma_s \times \beta \times d)$	8,38 cm ²	

Nous avons adopté : 3T16 Fil + 3T12 Chapeau avec : $A_{adm} = 9,42 \text{ cm}^2$

– En appuis

Tableau IV.14: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis

Moment ultime M_t	M_A	38,96 KN.m	$\mu=0,092 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,092	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,195$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,120	
Coefficient β	$\beta =1-0,4 \alpha$	0,952	
Section d'aciers A_s	$M_A / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3,73 cm ²	

Nous avons adopté : 3T14 Fil avec $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2$

IV.4.2.6. Vérifications de la poutre palière l'E.L.U.R

– Condition de non fragilité en travée

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité sur appui (Art A 4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.7. Vérification des contraintes à L'E.L.S

– En travée

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELS}} \times L^2}{8} = \frac{36,04 \times (3,45)^2}{8} = 53,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t ser}} = 0,85M_0 = 45,58 \text{ KN.m} ; M_{\text{a ser}} = 0,40M_0 = 21,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{T ELS}}}{b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc}}} = \frac{45,58 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,20} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_{\text{T ELS}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45,58 \times 10^3}{0,984 \times 31,5 \times 348} = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,23 \text{ cm}^2$$

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 63,45y - 1998,68 = 0 \rightarrow y = 5,72 \text{ cm}$$

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

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 5,72^3}{3} + (15 \times 4,23) \times (31,5 - 5,72)^2 = 48407,81 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{T ELS}}}{I} \times y = \frac{45,58 \times 10^3}{48407,81} \times 5,72 = 5,38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,38 < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– En Appuis

$$\mu = \frac{M_{AELS}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21,45 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,20} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{AELS}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21,45 \times 10^3}{0,988 \times 31,5 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 33,9y - 1067,85 = 0 \rightarrow y = 4,29 \text{ cm}$$

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

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,29^3}{3} + (15 \times 2,26) \times (31,5 - 4,29)^2 = 27712,81 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{AELS}}{I} \times y = \frac{21,45 \times 10^3}{27712,81} \times 4,29 = 3,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,32 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.2.8. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{36,04 \times 3,45}{2} = 62,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{62,17}{30 \times 31,5} \times 10 = 0,65 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il y'a pas risque de cisaillement

IV.4.2.9. Ferrailage des armatures transversales

IV.4.2.9.1. Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\} = \min \{ 10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 16 \text{ mm} \} \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

– Espacement

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 Article 7.4.2.2

– Zone nodale

$$S_t \leq \min (15; 10 \Phi_t) = \min (15 \text{ cm}; 16 \text{ cm})$$

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

– Zone courante

$$S_t \leq 15 \Phi_L \rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

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

– L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

– La longueur de scellement droit : L_s

$$l_s = \frac{\Phi_L f_e}{4 \tau_e} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5 \Phi_L = 8,8 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,8 + 8,8) = 18,9 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{56,34 - 19,27 - 18,9}{1,87} = 9,72 \text{ cm}$$

IV.4.2.9.2. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{345} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,101 > 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{T_{ELS}}}{10 \times M_{0_{ELS}}} \rightarrow \frac{35}{345} > \frac{45,58}{10 \times 53,62} \rightarrow 0,101 > 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,26}{30 \times 31,5} < \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,002 < 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

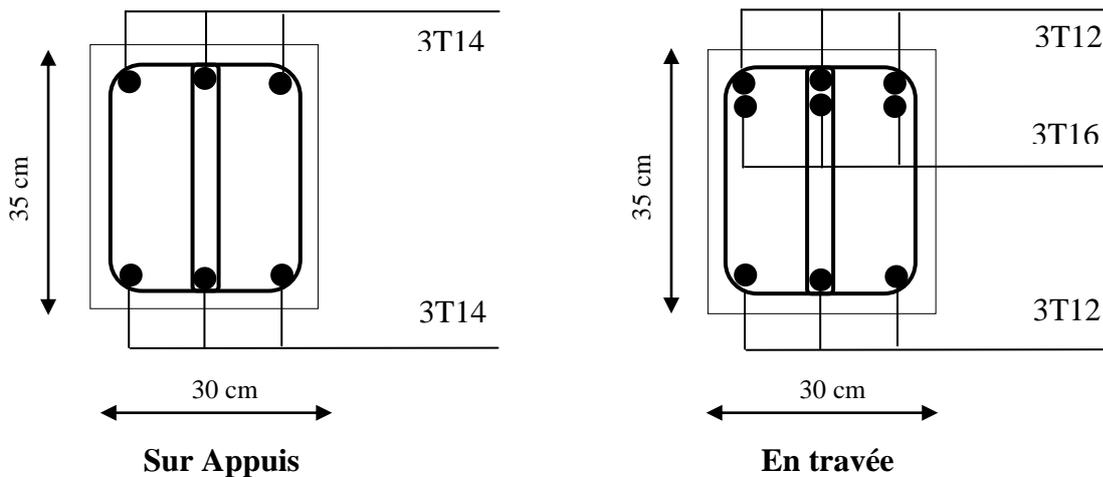


Figure IV.15: Schéma de ferrailage d'une poutre palière type 1

IV.5. Dalle pleine

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

IV.5.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

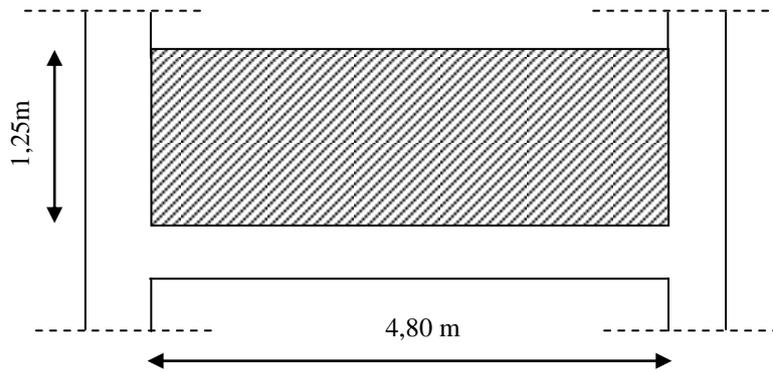


Figure IV.16: Schéma représente détail d'une dalle pleine (vue en plan)

- Calcul de moment (M_u) et de l'effort tranchant (V_u)

$$M_u = \frac{q_u \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times L_x^3}{3} = \frac{6,23 \times (1,25)^2 \times 4,8}{2} - \frac{2 \times 8,59 \times (1,25)^3}{3} = 12,17 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{(L_y)^4 + (L_x)^4} = \frac{6,23 \times 1,25}{2} \times \frac{4,8^4}{(4,8)^4 + (1,25)^4} = 3,87 \text{ KN}$$

$$M_t = 0,85M_u = 0,85 \times 12,17 = 10,34 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40M_u = 0,40 \times 21,03 = 4,87 \text{ KN.m}$$

- L_x : Petit côté du panneau de la dalle
- L_y : Grand coté du panneau de la dalle

$$L_x < \frac{L_y}{2} \rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,26 < 0,4$$

La dalle travaille suivant (L_x) comme une console

- Charge permanente : $G = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

IV.5.2. Calcul des sollicitations

IV.5.2.1 État limite de résistance (E.L.U.R)

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,5 + 1,5 \times 1 = 6,23 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bonde de 1m : $Q_u = 6,23 \times 1 = 6,23 \text{ KN/m}^2$

IV.5.2.2 État limite de résistance (E.L.S)

$$Q_s = G + Q = 3,5 + 1 = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bonde de 1m : $Q_u = 6,23 \times 1 = 6,23 \text{ KN/m}^2$

IV.5.3. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 0,9 \times 20 = 13,5 \text{ cm}$$

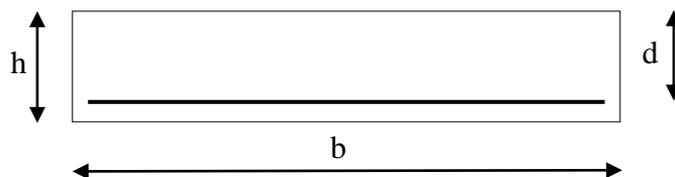


Figure .IV.17 : Section de la dalle pleine à ferrailer

- En travée

$$M_T = 10,34 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.15: Calcul de ferrailage de la dalle pleine en travée

Moment ultime M_u	M_u	10,34 KN.m	$\mu = 0,06 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,06	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,10	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,96	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,29 cm ²	

Nous avons adopté : $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

- Espacement

Selon B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.3.1. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{Adopte}}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2 ; A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ soit : } 4\text{T}10/\text{ml}.$$

– **Espacement**

Selon B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Sur appui**

$$M_A = 4,87$$

Tableau IV.11: Calcul de ferrailage de la dalle pleine sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	4,87 KN.m	$\mu = 0,02 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,02	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,03	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,988	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,05 cm ²	

Nous avons adopté : 4T8 = 2,01 cm²

IV.5.3.2. Condition non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 6,8 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.4. Vérification à l'E.L.S

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

$$M_{ser} = \frac{q_{ELS} \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_{ELS} \times l_x^3}{3}$$

$$M_{ser} = \frac{4,5 \times (1,25)^2 \times 4,8}{2} - \frac{2 \times 4,5 \times (1,25)^3}{3} = 11,02 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.12: Vérification a l'état limite de service de la dalle pleine

Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,85 \times 13,5 = 22,95 \text{ cm}^2$ $y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 22,95}$	4,02 cm
Moment service	M_{ELS}	11,02 KN.m
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + 15 \times 5,65(13,5 - 4,02)^2$	9782,01 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{11,02 \times 10^3}{9782,01}$	1,13 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,13 \times 4,02$	4,54 MPa
Contrainte dans	$\sigma_s = 15K(d - y)$	160,69 MPa

l'acier	$\sigma_s = 15 \times 1,13(13,5 - 4,02)$	
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	6,27MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	160,69 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

IV.5.4.1. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{14,90}{100 \times 13,5} \times 10 = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu}$$

préjudiciable

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.4.2. État limite de déformation.

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{20}{150} = 0,13 > \frac{3}{8} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{20}{150} = 0,13 > \frac{M_{ELS}}{M_{ELS} \times h_t} = \frac{11,02}{15,30 \times 20} = 0,04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 > \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV.5.5. Armatures finales

En appui 5T12 Soit $A_s=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sur travée 4T8 Soit $A_s=2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$

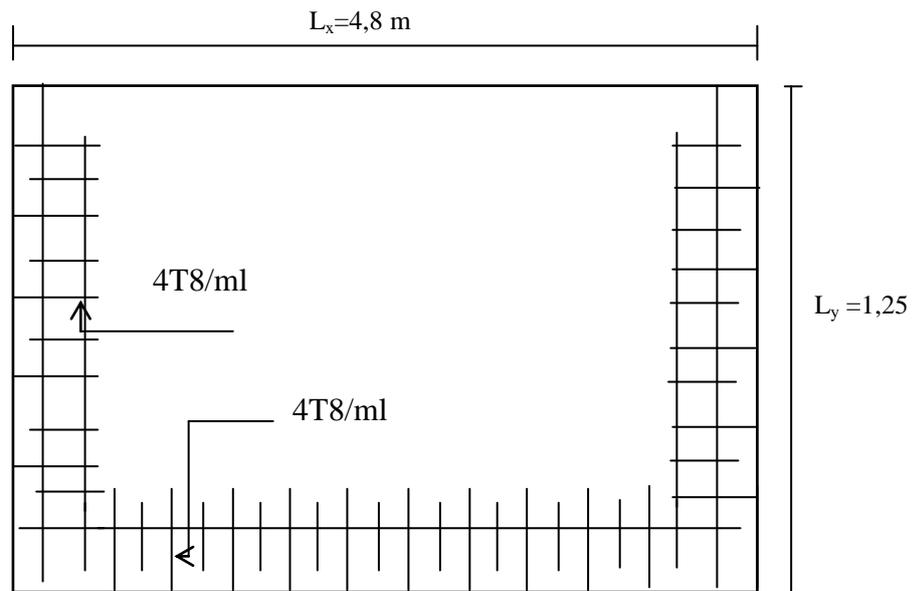


Figure IV.18: Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

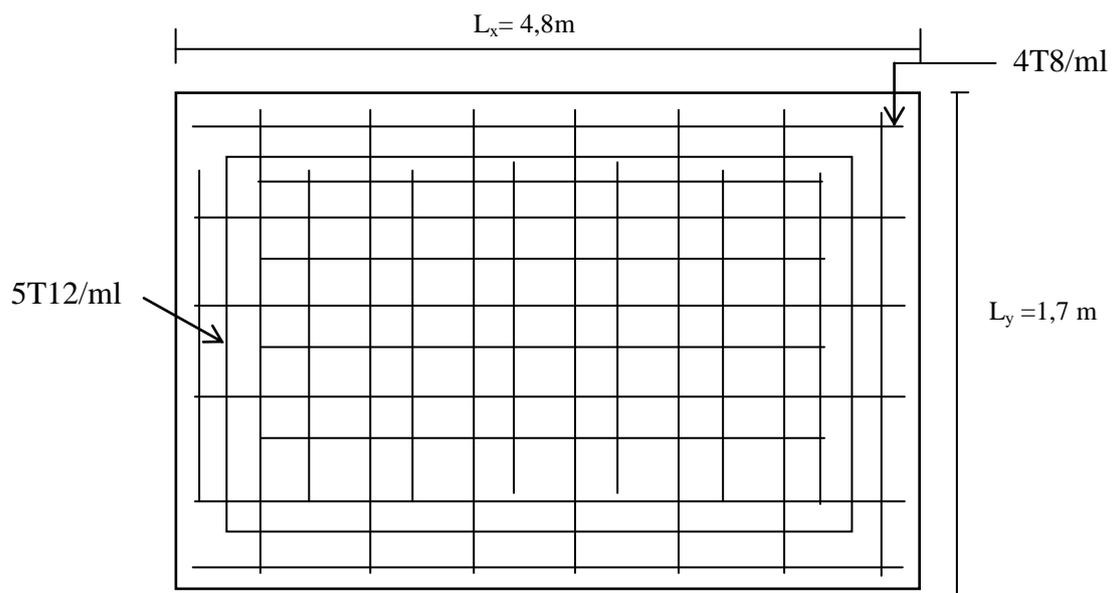


Figure IV.19: Ferrailage Inferieur du panneau de la dalle pleine.

IV.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le ferrailage des éléments non structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons pu à réussir à assurer la sécurité tout en tenant compte de l'aspect économique.

CHAPITRE V

Les planchers

Chapitre V : Les planchers

V.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent l'hourdis, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- Soit en dalle pleine.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

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

Comme notre projet est à usage d'éducation, on adopte un plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

V.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

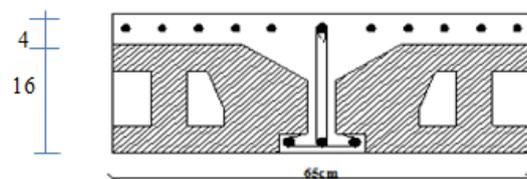


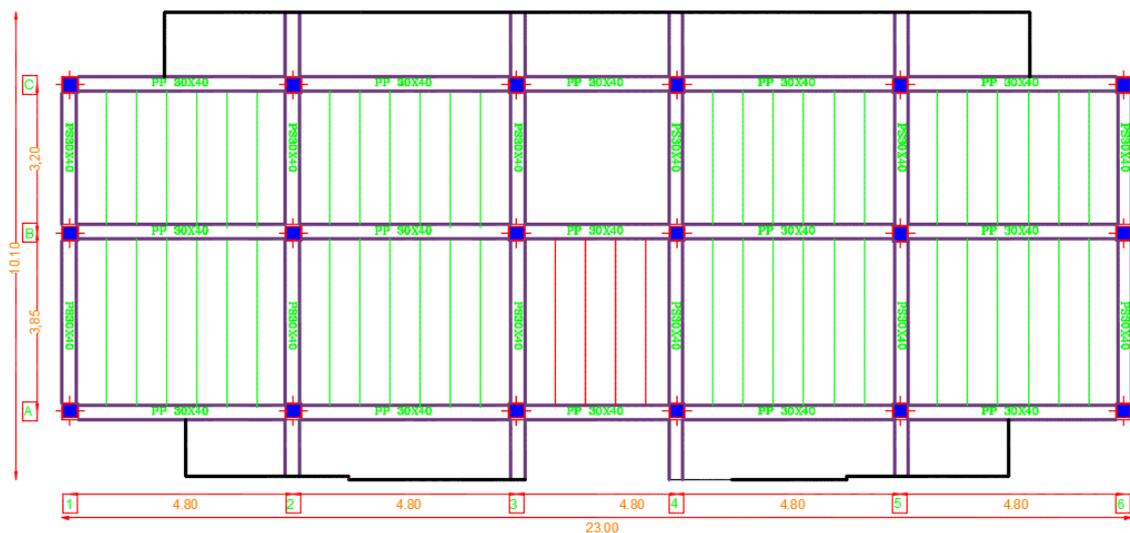
Figure V.1 : Plancher en Corps Creux

V.2.1. Etude des poutrelles :

Pour notre ouvrage on a trois (0) types de poutrelles :

■ Poutrelles à 01 travée .

■ Poutrelles à 02 travées



Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

V.2.1.1. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91** Préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

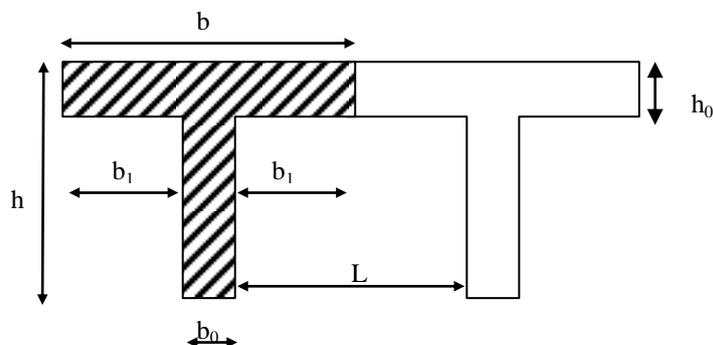


Figure V.2 : Caractéristique géométrique de la section en T

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$$

$$\frac{385}{25} \leq h \leq \frac{385}{20} \rightarrow 15.4 \leq h \leq 19.25$$

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b_1} \leq \mathbf{l-b_0/2} \\ \mathbf{b_1} \leq \mathbf{l_1/10} \\ \mathbf{b_1} \leq \mathbf{8h_0} \end{array} \right.$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles.

L₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.85 \text{ m}$ (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b₀ : largeur de la nervure.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (5cm).

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8; 12) \text{ cm. On adopte } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Soit : **b₀ = 12cm.**

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 385 / 10 = 38.5 \text{ cm}$$

On prend: **b₁ = 26,5cm.**

$$\text{D'où: } \mathbf{b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}}$$

V.2.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.
- **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre

simplement appuyée et elle supporte :

Son poids propre

- Le corps creux
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

V.2.2.1. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.
- **Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application :

$$\mathbf{H}_1: Q \leq \max\{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

\mathbf{H}_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travée en continuité.

\mathbf{H}_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

\mathbf{H}_4 : Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la méthode :

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

$$M_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{trvée de rive} \end{array} \right.$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement

dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

$M=0,6M_0$: pour une poutre à deux travées

$M=0,5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées

$M=0,4M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

- **Méthode de CAQUOT:**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis:** (charges réparties)

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis intermédiaires

- **Moment en travée:**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)} \text{ Avec:}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$$M_0 = q \frac{l^2}{8}$$

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$: Pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$: Pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

V.2.2.2. Etapes de calcul des poutrelles :

- **1^{ère} étape:** Avant le coulage de la table de compression :

Poutrelle de travée L = 3,85 On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,6 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

G = 1,94 kN/ml

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,59 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,59 \text{ kN/ml}$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,59 \times (5,8)^2}{8} = 15,10 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (5,8)^2}{8} = 10,89 \text{ kNm}$$

- **Ferrailage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 15,10 \text{ kNm} ; \quad b = 12 \text{ cm} ; \quad d = 3,6 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 6,85 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiments pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* **2^{ème} étape :** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

V.2.3. Evaluation des charges :

- **Poids du plancher :**

- **Plancher terrasse :**

$$\text{Charges permanentes: } G = 6,38 \times 0,65 = 4,147 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations: } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant** (usage d'habitation) :

$$\text{Charges permanentes: } G = 5,16 \times 0,65 = 3,354 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations: } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

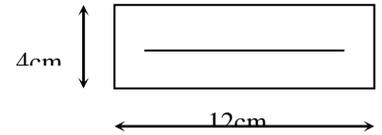
- **Combinaisons de charges :**

- **Plancher terrasse :**

$$\text{ELU: } Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,147) + (1,5 \times 0,65) = 6,57 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3,692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant** (usage d'habitation) :



ELU: $Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.354) + (1.5 \times 0.975) = 5.99 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3.796 + 0.975 = 4.33 \text{ KN/ml}$

5.2.4. Les Différents types de poutrelles :

Type 1: deux travées

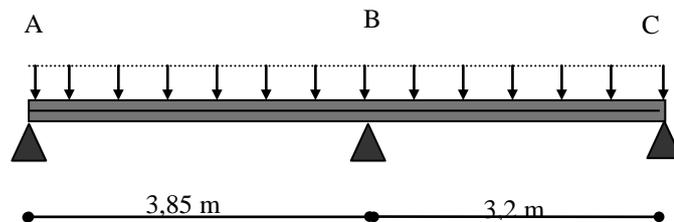


Figure V.3 : Schéma statique d'une poutrelle à deux travées.

Type 2: un travées

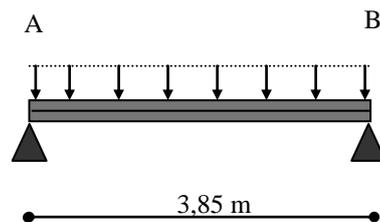


Figure V.4 : Schéma statique d'une poutrelle à une seule travée.

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

Type 1: trois travées.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5 KN/m^2 , c'est-à-dire :

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

$$G = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq 2G = 10.32 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre V : Les planchers

- Le moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $I_i = I_{i+1} \Rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

RAPPORT	$L_1/L_2=3.85/3,2=1,2$
CONDITIONT	OUI

- La fissuration est considérée comme très **préjudiciable.**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire: Alors, on utilise la méthode de

Tableau V.1 : Plancher terrasse cas de l'ELU

	AB	BC	
portée l [m]	3,85	3,2	
portée fictive lo[m]	3,85	3.2	
charge permanente g [kN/m]	4,147	4,147	
charge exploitation q [kN/m]	0.65	0.65	
Chargée C : $1,35g+1,5* q$ [kN/m]	6.57	6.57	
Déchargée D : $1,35*g$ [kN/m]	5.6	5.6	
Ma cas 1 : CC [kNm]	-1.83	-9.84	-1.26
Ma cas 2 : DC [kNm]	-1.56	-8.92	-1.26
Ma cas 3 : CD [kNm]	-1.83	-9.31	-1 .08
Mo; Chargée [kNm]	12.17	8.41	

Mo; Déchargée [kNm]	10.38	7.17	
Mt cas1: CC [kNm]	6.66	3.34	
Mt cas2: DC [kNm]	5.46	3.75	
Mt cas3: CD [kNm]	6.89	2.61	
Tw cas1: CC [kN]	10.51	13.24	
Tw cas2: DC[kN]	7,14	12.9	
Tw cas3: CD [kN]	11,24	11.53	
Te cas1: CC [kN]	-14.77	-7.77	
Te cas2: DC[kN]	-12.69	-8.11	
²Te cas3: CD (kNm)	-14,57	-6.38	

Tableau V.2 : Plancher terrasse cas de l'ELS

	AB	BC	
portée l [m]	3,85	3,2	
portée fictive lo[m]	3,85	3.2	
charge permanente g [kN/m]	4,147	4,147	
charge exploitation q [kN/m]	0.65	0.65	
ChargéeC :g+q [kN/m]	4.797	4.797	
Déchargée D : g [kN/m]	4,147	4,147	
Ma cas 1 : CC [kNm]	-1.33	-7.19	-0.92

Ma cas 2 : DC [kNm]	-1.15	-6.57	-0.92	
Ma cas 3 : CD [kNm]	-1.33	-6.84	-0.80	
Mo; Chargée [kNm]	8.89	6.14		
Mo; Déchargée [kNm]	7.68	5.31		
Mt cas1: CC [kNm]	4.89	2.48		
Mt cas2: DC [kNm]	4,06	2.72		
Mt cas3: CD [kNm]	5.02	1.92		
Tw cas1: CC [kN]	7.15	9.63		
Tw cas2: DC[kN]	6.57	9.77		
Tw cas3: CD [kN]	7,22	8.52		
Te cas1: CC [kN]	-10.16	-5.72		
Te cas2: DC[kN]	-9.39	-5.9		
² Te cas3: CD (kNm)	-10.09	-4.74		

Type 2: 1 travée

- La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire: Alors, on utilise la méthode de **CAQUOT**

Sur appuis :

$$M_0 = \frac{qx l^2}{8} = \frac{4.797x(3.85)^2}{8} = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.15xM_0 = -1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = -1.33 \text{ KN.m}$$

Sur travée :

$$M_{tAB} = M_0 - (M_w + M_e / 2) = 8.89 + ((-1.33 + 1.33) / 2) = 7.56 \text{ KN.m}$$

Les Efforts tranchants :

$$\checkmark \text{ Travée AB : } L=3.85\text{m} ; \quad M_w = M_A = -1.33 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_e = M_B = -1.33 \text{ KN.m} ;$$

$$M_t = M_{AB} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$T_w = (qx l) / 2 = (4.797x(3.85)) / 2 = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -(qx l) / 2 = -(4.797x(3.85)) / 2 = -9.23 \text{ KN.m}$$

V.2.5. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U: } M_{tu}^{\max} = 7.56 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 9.84 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 10.16 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } M_{tser}^{\max} = 5.02 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 7.19 \text{ kNm}$$

• Ferrailage en travée :

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad d = 0.9h = 18 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}(d - (h/2)) = (65 \times 4 \times 14.17 \times (18 - 2)) \times 10^3 = 58.95 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Calcul de A_s :

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
7.56	Oui	0	Oui	10‰	434,78	1.18

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,18 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2 \} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 2\text{T08}+1\text{T12} (A_s=2,13 \text{ cm}^2)$$

- **Ferrailage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 9.84 \text{ kN m} < M_{tab} = 58.94 \text{ kN m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu} (kNm)	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
9.84	Oui	0	Non	7,69‰	434,78	1.6

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23bd (ft_{28})/f_e = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1.2 \text{ cm}^2 ; 1.6 \} = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } 1\text{T08}+1\text{T12} (A_s=1.63 \text{ cm}^2)$$

- **Verification à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$$T_u^{\max} = 14.77 \text{ kN.}$$

On doit Vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots$ Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 d} = 0.68 \text{ MPa} < \dots \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifie.}$$

- **Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 7.15 \text{ KN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{7.15 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.37 < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2.63 \text{ cm}^2 > \frac{T_u}{\frac{F_e}{\gamma_s}} = 0.016 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$T_u = 14.77 \text{ kN}$ (appuis intermédiaires)

- Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{14.77 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.76 < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2.13 \text{ cm}^2 > \frac{T_{U\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -4.49 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,

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

on doit Vérifiée que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=12cm$ (appuis) ; $c=c'=3cm$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2] \end{cases}$$

Tableau V.5: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	7.19	2,13	0	1,42	9386.27	0.69	Vérifiée
Appuis	5.02	1.63	0	5,18	7271.014	0.78	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ Avec :

$h = 20\text{cm}$; $b_0 = 12\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $L = 3.85\text{ m}$; $M_{\text{tser}} = 5.02\text{kNm}$; $M_0 = 12.17\text{ kNm}$;
 $A_s = 2,63\text{ cm}^2$; $f_e = 500\text{ MPa}$.

Alors :

- $\frac{h}{l} = 0.0519 < 0.0625 \dots \dots \dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0.00986 < 0.0084 \dots \dots$ non vérifiée

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = \frac{l}{500} + 0.5\text{ (cm)} \dots \dots \dots L < 5\text{ m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durées.

- Position de l'axe neutre " y_1 " :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Tableau V.6: Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
5.02	2.13	3.74	0.0018	93.79	11.53	4.63	0.301	7630.41	1874.98	3510.99

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa \quad ; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1.233 cm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.958 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.725 \text{ cm} < 0.77 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

- **Selon le C.B.A 93 : 0.6766**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

« RPA 99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :
$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_c ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \text{Min}(0,69 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$ On adopte : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

- **Selon le C.B.A 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,57 \times 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet s_t \leq 16,3 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2 \times 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ \bullet s_t = 4.5 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 10.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

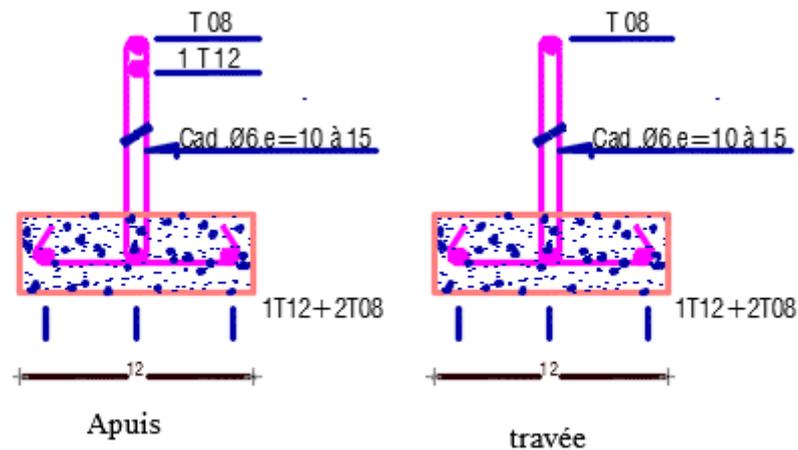


Figure V.5 : Ferrailage des poutrelles de plancher à usage bureaux

TABLEAUX DES CHAPEAUX : en utilisant la méthode forfaitaire pour déterminer la longueur des chapeaux :

Travée intermédiaire $L \text{ Chapeau} = L/4$

L travée	3.85 m	3.2
A	/	130 cm 
B	150cm 	/
C	210cm 	

V.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera Armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- **20 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres \perp aux poutrelles.

$$: \begin{cases} 50 \leq L \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [4] \text{ (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65$ cm ; $F_e=235$ MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1= 1,1$ cm²/ml.

On prend : **6T6=1,70cm²**

$$S_r = \frac{100}{5} = 20cm$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56cm^2$$

Soit : $6T6=1,70\text{cm}^2$ $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

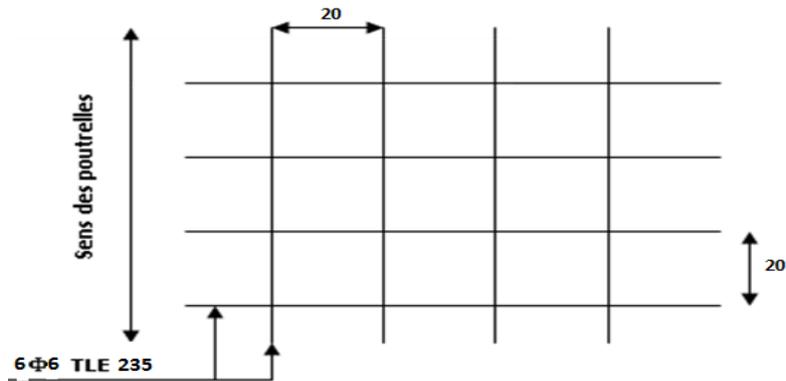


Figure V.6: Ferrailage de la dalle de compression

REMARQUE : on a étudié tout les cas et les résultats du ferrailage obtenu sont les même pour les différentes planchers.

Conclusion :

CHAPITRE VI

Etude sismique

Chapitre VI: Etude sismique

VI.1. Introduction:

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce Phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résistera de tels phénomène set de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base Généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

VI.2. Choix de la méthode de calcul:

D'après les critères de classification par RPA 99 v 2003:

- ❖ Bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Donc: ' **Groupe2**' (Article 3.2 Du RPA99/V2003).
- ❖ Dans notre cas, se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes:

VI.2.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99/V.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 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

- 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

VI.2.2. Méthode dynamique qui regroupe:

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode d'analyse dynamique para accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques

Représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

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

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « **SAPV14 0.0** ».

VI.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Principe :

Cette méthode est indiquée pour analyser la réponse dynamique de structures soumises à des charges dynamiques prolongées (par exemple, les charges non constantes provoquées par des engins de chantier ou des mouvements sismiques). Pour des précisions mathématiques et les particularités de l'application.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

✓ Conclusion:

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), cette méthode n'est pas applicable **selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003**, donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.3. Modélisation de la structure étudiée

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le

phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir: la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

. Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAPV14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAPV14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type «Frame» (Colum pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type «Shell »avec un maillage de (0.5m*0.5m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydyn}).

Poids totale de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges permanentes.

β : C'est le coefficient de pondération ; $\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation.

-Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99 version 2003 est introduit en termes de périodes, ce fichier est généré par des applications comme RPA 99 version 2003 sous forme de fichier texte.

-Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y, l'axe Y est un axe de symétrie.

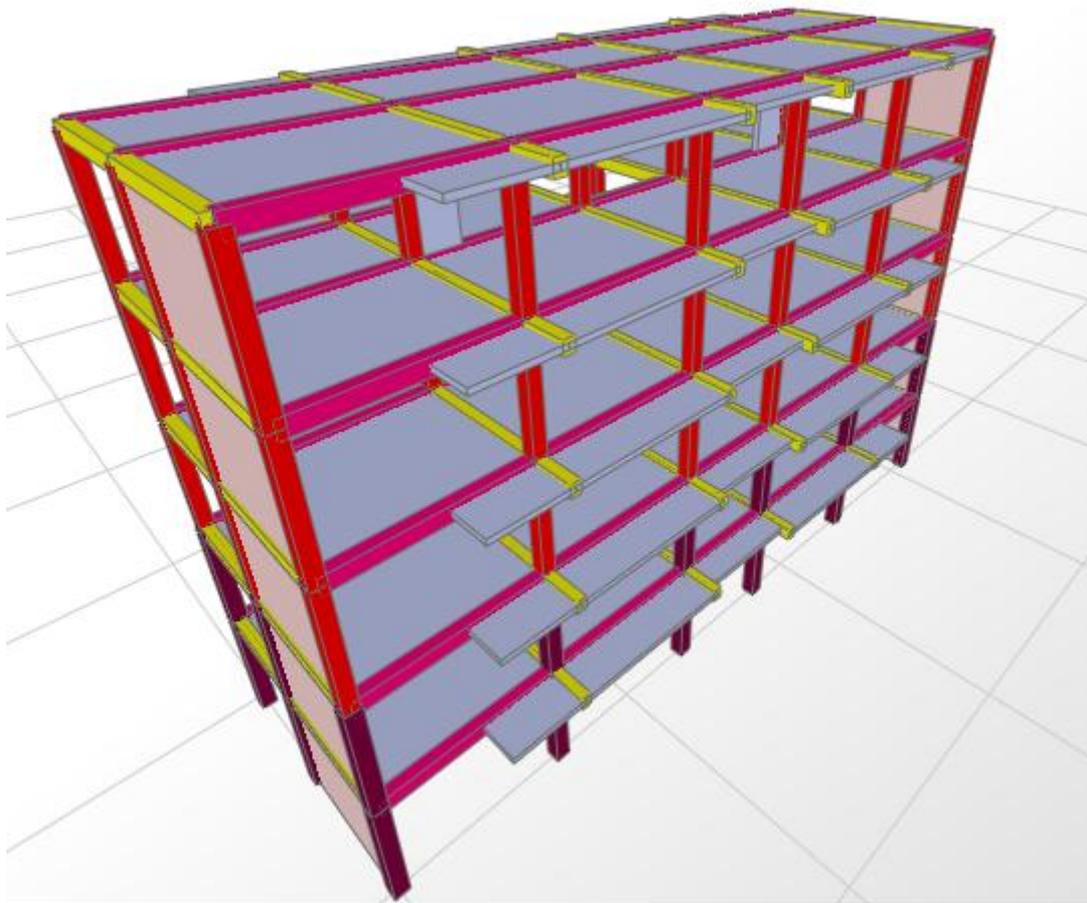


Figure. VI.1 Modèle 3D de la structure.

VI.4. Disposition des voiles

Le système structurel choisi est les portiques contreventés par des voiles en béton armé (**4b**) selon le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 à savoir:

- ❖ Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

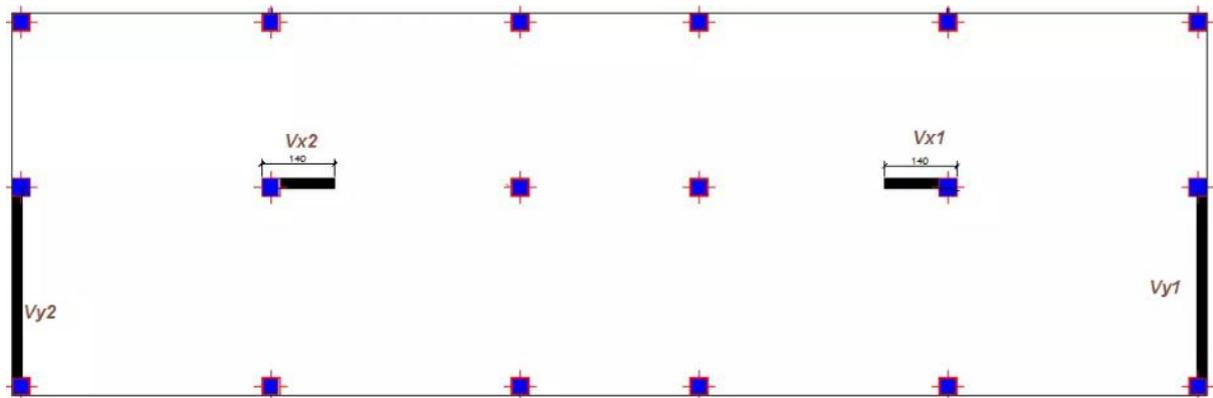


Figure.VI.2. Disposition des voiles dans la structure.

VI.5. Calcule par la méthode spectrale

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

VI.5.1. Calcule de la force sismique

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans les deux

directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \frac{ADQ}{R}W$

-Utilisation des spectres de réponse :

En Algérie le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant:

Où est l'équation ?

VI.5.2. Détermination des coefficients

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2 (bâtiment à usage d'habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa) selon la classification du Règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

Donc : **A=0,15**

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques (**Tab4.3RPA99/version 2003**).

On prend **R=5**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (**Tab4.2 du RPA99**) Portique en béton armé.

- η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{(4.3 RPA99/ version 2003)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7 \quad \text{C. V}$$

- La valeur de la période fondamentale **T** :

La période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (4.6 \text{ R.P.A 99} \backslash \text{version 2003})$$

On peut également utiliser aussi la formule:

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7 \text{ R.P.A 99} \backslash \text{version 2003})$$

T: La valeur de la période fondamentale T

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 16.20\text{m}$

D ou l: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x=23\text{m} \\ D_y=10.10\text{m} \end{cases}$$

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le (tab 4.6 RPA99/version 2003)

$C_t = 0,050$ car le système de contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

AN:

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 16.20^{3/4} = 0,404\text{s.}$$

$$T'_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{l_x}} = 0,304\text{s} \quad \text{avec: } l_x = 23 \text{ m.}$$

$$T'_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{l_y}} = 0,46\text{s} \quad \text{avec: } l_y = 10,10 \text{ m.}$$

Dans ce cas, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par: **T** = 0,304s

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

On a: $T_2 = 0,5$ s; $T = 0,304$ s

- **Sens- x**

$$D_x = 2,5 \eta = 2,205\text{m}$$

$$D_x = 2,205\text{m}$$

- **Sens-y**

$$D_y = 2,5 \eta = 2,205 \text{ m}$$

$$D_y = 2,205\text{m}$$

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le (tab 4.4RPA 99/version 2003).

Tableau VI.1. Valeurs des pénalités

Critère q »	$P_q = 0,05$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,10

Sens x-x:

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,1) = 1,2$$

Sens y-y:

$$Q=1+(0.05+0.05+0.1)=1.2$$

VI.6. Spectre de réponse de calcul.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

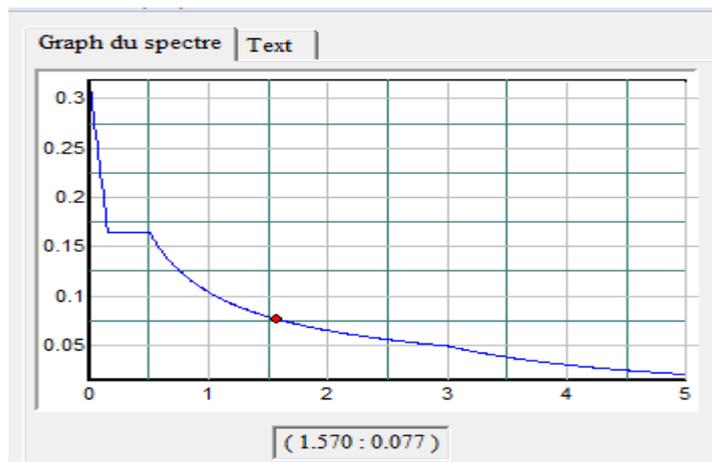


Figure.VI.3.Spectre de réponse (R=5)

VI.7. Combinaisons d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

VI.7.1. Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) : combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

- **ELU : 1.35 G +1.5Q**
- **ELS : G+Q**

VI.7.2. Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] : combinaisons accidentelles Art 5.2

- **ELA : G+Q ±E (5-1)**
- **ELA : 0,8G ±E (5-2)**

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

VI.8. Détermination des poids (W_t) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par logiciel **SAP2000V14**

$W_t = 8854 \text{ KN}$

VI.9. Caractéristiques dynamiques de bâtiment :

Le tableau suivant résumera toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes (les valeurs données par SAP).

Tableau VI.2. Participation des masses cumulées.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,21	0,77979	0,00000009695	0,77979	0,00000009695
2	0,126337	0,00000001136	0,70844	0,77979	0,70844
3	0,090567	0,00078	0,000004865	0,78057	0,70846
4	0,0066387	0,12205	0,00001724	0,903	0,8898

5	0,038182	0,0000194	0,18134	0,90264	0,88986
6	0,035146	0,05123	0,00006455	0,95388	0,88986
7	0,028428	0,000006733	0,02522	0,95388	0,9151
8	0,025372	0,000007955	0,0008	0,5389	0,91589
9	0,024451	0,00023	0,00504	0,95412	0,92094
10	0,024329	0,000008541	0,00016	0,95413	0,9211
11	0,023951	0,00000003142	0,00021	0,95413	0,92131
12	0,023846	0,00015	0,00201	0,95427	0,2348

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

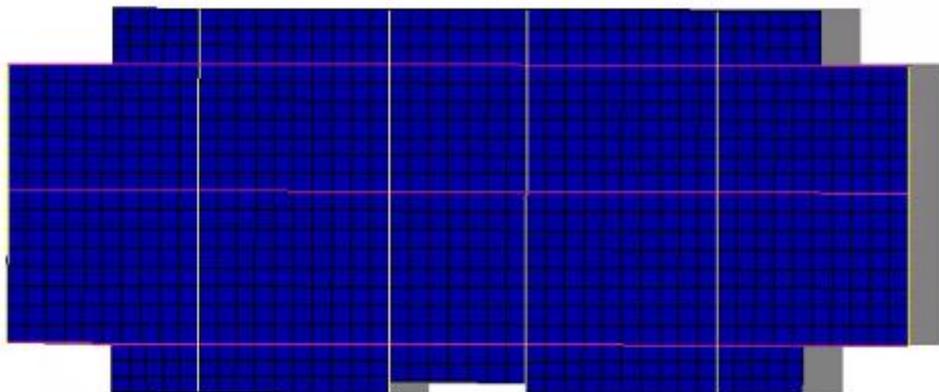


Figure.VI.4.Premier mode $T = 0,20756$ s « Translation selon l'axe X ».

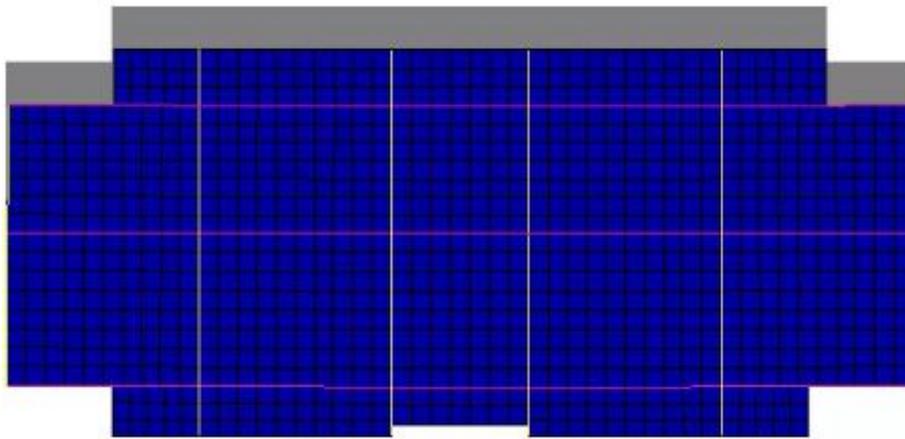


Figure.VI.5. Deuxième mode $T = 0,12634$ s « Translation selon l'axe Y ».

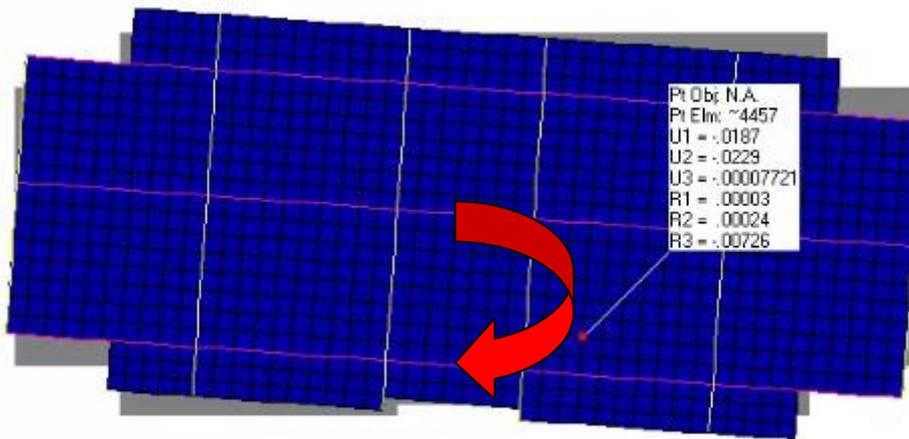


Figure.VI.6. Troisième mode $0,09057$ s « Rotation autour de l'axe Z ».

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $UX = 77,98\%$ de participation de masse modale.
- le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe $UY = 70,84\%$.

Les 5 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%.

VI.10. Vérifications.

VI.10.1. Vérifications de participation de la masse.

- Sens longitudinal: $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 90,3\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

- Sens transversal: $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 91,51\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.10.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

D'après résultats obtenus par SAP :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,208sec**

On doit vérifier que la période dynamique $T_{\text{dynamique}}$ ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale T

Donc :

$T_{\text{dynamique}} = 0,208 \text{ s} < T_{\text{Statique}} = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,270$ Condition vérifiée.

VI.10.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le RPA99version 2003 celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0.80V}{V_t}$$

V : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide de ' SAP'.

V_t : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W_t = 8854,00 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{(0.15)(2.205)(1.2)}{4} W \quad V^X = 0.099W = 876,546$$

$$V_y = \frac{(0.15)(2.205)(1.2)}{4} W \quad V^X = 0.099W = 876,546$$

Le Sens suivant (X): $V_x = 876,546 \text{ KN} > 0,8V_x = 701,24 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Le Sens suivant (Y): $V_y = 876,54 \text{ KN} > 0,8V_y = 701,24 \text{ KN}$Condition vérifiée.

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 Version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

VI.10.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ.

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet de 2^{ème} 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- Δest négligeable on doit vérifier la rigidité de la structure, le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{di}).$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R : Coefficient de comportement de la structure.

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ 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^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$ selon le RPA99 version 2003(Art 5.9 page 54) .
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement 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 version2003 Art 5.10 page 54).

Nous allons relever à l'aide de SAP les déplacements à chaque niveau (G+Q+E).

Tableau.VI.3.Les déplacements relatifs inter étages.

Etag e	Sens-X				Sens-Y				Observatio n
	δ_K^x	δ_{K-1}	Δ_K^x	Δ_K^x/h_k	δ_K^x	δ_{K-1}	Δ_K^x	Δ_K^x/h_k	

	(m)		(m)	(%)	(m)		(m)	(%)	
1	0,0020 5	0	0,0020 5	0,0006327 0	0,000 5	0	0,000 5	0,0001543 2	Vérifiée
2	0,0055	0,0020 5	0,0034 5	0,0010648 1	0,001 5	0,000 5	0,001	0,0003086 4	Vérifiée
3	0,0085	0,0055	0,003	0,0092593	0,003	0,001 5	0,001 5	0,0004629 6	Vérifiée
4	0,0115	0,0085	0,003	0,0092593	0,004 5	0,003	0,001 5	0,0004629 6	Vérifiée
5	0,0135	0,0115	0,002	0,0006172 8	0,006	0,0045	0,0015	0,0004629 6	Vérifiée

Tableau VI.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ.

Etage	h_k [m]	P_k [kN]	Sens-X			Sens-Y		
			Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k
1	3,24	1392,012	0,00041	124,223	0,00708977	0,0001	142,85	0,00150379
2	3,24	1147,13	0,0014	120,014	0,01012719	0,0003	129,716	0,00272944
3	3,24	872,082	0,0037	103,45	0,00780554	0,0006	111,65	0,00361614
4	3,24	559,832	0,0023	73,125	0,00708872	0,0009	85,87	0,0030183
5	3,24	283,323	0,0027	52,905	0,00330458	0,0012	60,92	0,00215236

D'après les résultats obtenus, les valeurs des θ_x et θ_y , sont inférieure à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

VI.10.5. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT:

VI.10.5.1. Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles et les Portique

Tableau VI.5: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges verticales repris par les portiques et voiles à ELU

Portique	POID(KN)	POURC (%)	VOILE	POID(KN)	POURC (%)
RDC	12883,239	81,550202	RDC	2914,685	18,4498
1	9841,086	80,669724	1	2358,145	19,33028
2	7565,186	80,094734	2	1880,304	19,90527
3	5960,186	80,426599	3	1450,529	19,5734
4	2500,83	80,561904	4	603,404	19,4381

Alors les voiles de contreventement reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Tableau VI.6: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques et voiles sens(x-x):

Portique	CHARGE(KN)	POURC (%)	VOILE	CHARGE (KN)	POURC (%)
RDC	711,432	55,56712	RDC	568,879	44,43288
1	805,366	66,24062	1	410,453	33,75939
2	624,223	80,83701	2	401,835	39,16299
3	533,672	67,96863	3	251,502	32,03137
4	386,69	71,16959	4	156,646	28,83041

Tableau VI.7: Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques et voiles sens (y-y):

Portique	POID(KN)	POURC (%)	VOILE	POID(KN)	POURC (%)
RDC	441,383	29,49914	RDC	1054,874	70,50086

1	310,349	26,18443	1	1063,511	73,81443
2	247,252	25,01146	2	875,015	74,98854
3	244,968	80,06286	3	627,958	71,93714
4	256,159	39,61501	4	390,462	60,38499

✓ L'interaction horizontale et verticale de la structure est vérifiée

VI.11. Conclusion:

Etant donné que:

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié.

CHAPITRE VII

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel SAP2000 v 14.0.0 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VII.2 Ferrailage des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

N_{max} → $M_{correspondant}$

N_{min} → $M_{correspondant}$

M_{max} → $N_{correspondant}$

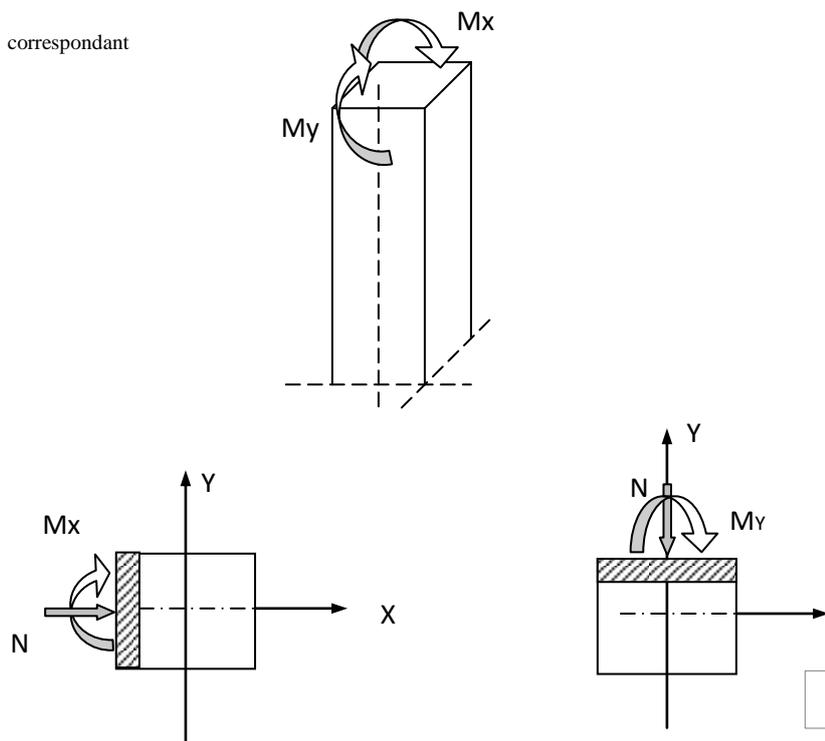


Figure VII.1 : Sollicitation de poteau a ferraille.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau VII.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

	γ_b	F_{c28}	σ_b MPa	σ_s MPa
Situation durable	1,5	25	14,2	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,5	400

VII .2.1 Combinaisons des charges:

VII.2.1.1 Les combinaisons d'action:

a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- 1.35 G + 1.5 Q à l'E.L.U.

G + Q à l'E.L.S

b) Règlement RPA 99/V.2003 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

- G + Q ±E (1)

- 0.8 G ±E (2)

➤ **Les poteaux :**

- **ELU :** 1.35 G + 1.5 Q (BAEL 91).
- **ELS :** G + Q (BAEL 91).
- **Accidentelle** 0.8 G± E (RPA99/V.2003).

G + Q ±E(RPA99/V.2003).

➤ **Les poutres :**

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q (BAEL 91).
- ELS : G + Q (BAEL 91).
- Accidentelle G + Q ±E (RPA99/V.2003).
- 0.8 G ±E(RPA99/V.2003).

➤Pour les voiles :

- G + Q ±E(RPA99/V.2003).
- 0.8 G ±E(RPA99/V.2003).

VII.2.2 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 \emptyset 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.

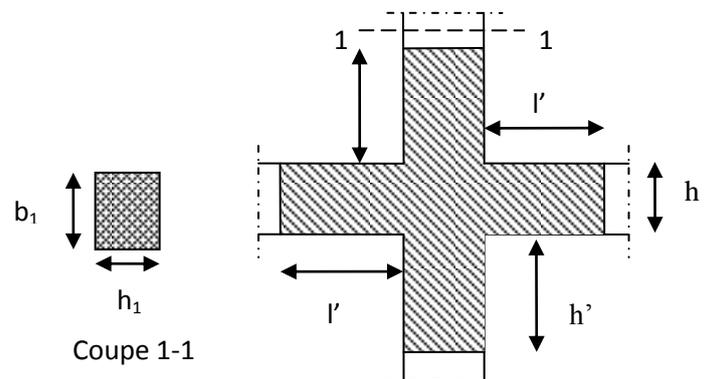


Figure VII.1 : Zone nodale

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$h' = \text{Max}(h_c/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(324/6; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V.2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
RDC - 1 ^{ère} étage	40×40	12,8	64	96
2 ^{ère} - 4 ^{ème} étage	35×35	9,8	49	73,5

VII.2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000 v14.0.0 les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E	
	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)
40× 40	852,999	1,9501	79,8094	578,772	266,76	21,836
35× 35	474,314	4,3208	68,2598	306,194	193,345	24,4875

Avec :

N<0 : effort de traction.

N>0 : effort de compression.

7.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2 = 38\text{ cm}$, Acier FeE = 400MPa, $l = 324\text{ cm}$, $f_{C28}=25\text{MPa}$.

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.

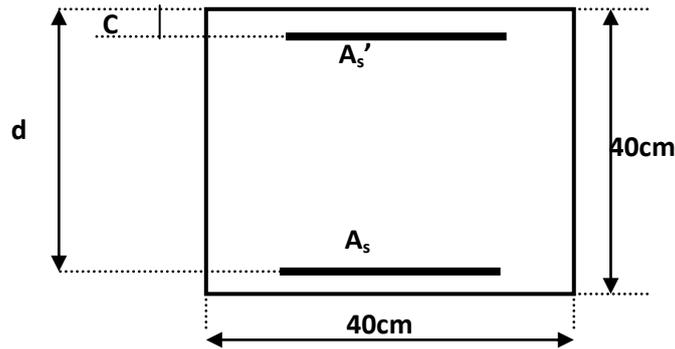


Figure VII.3 : Section du poteau à étudier

•1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0023\text{ m} = 0,23\text{ cm}.$$

$e = 0,0023\text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2\text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 852,999 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0023 \right) = 155,50\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 852,999\text{KN} < 1836,432\text{KN} \text{ vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). \quad M_u = 155,50\text{KN.m} < 258,167\text{KN.m} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

•2^{ème} Cas G + Q + E :

$$e = \frac{M}{N} = 0,082\text{ m} = 8,2\text{ cm}.$$

$e = 0,082 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 266,76 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,082 \right) = 69,89 \text{ KN.m} .$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 266,76 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 69,89 \text{ KN.m} < 94,92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

•3^{ème} Cas **0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,138 \text{ m} = 13,8 \text{ cm}.$$

$e = 0,138 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 578,772 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,138 \right) = 184,05 \text{ KN.m} .$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 578,77 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 184,05 \text{ KN.m} > 27,027 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_U - M_U \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$(d - c)N_U - M_U = (0,40 - 0,02)578,772 - 184,05 = 24,31$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,02}{0,4} \right) 0,4 \times 0,4^2 \times 14,17 \times 10^3 = 268,8$$

$$24,31 < 268,89$$

Donc la section partiellement comprimée.

Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Tableau VII.4 : Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire

Moment ultime M_u	M_u	184,05KN.m	$\mu=0,225 < \mu l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/b \times d^2 \times f_{bc}$	0,225	
Etat limite de compression du béton	$\mu l=0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,323	
Coefficient β	$\beta =1-0,4 \alpha$	0,871	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9,83cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_3= 9,83 \text{ cm}^2$).

➤ 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 :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 9,83; 12,8)$$

Pour une section de béton (40×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T16+4T14 =14,2 cm²**.

Tableau VII.5: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section de poteaux(cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
RDC-1 ^{ère}	40×40	9,83	12.8	4T16+4T14=14,2
2 ^{ème} -4 ^{ème} étage	35×35	6,37	9.8	8T14=12,32

VII.2.5 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_l : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élanement géométrique

$\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Condition de l'espacement**

D'après le RPA 99 (version2003) on à :

-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 $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'élanement géométrique λ_g :** $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

Avec L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 3,24 \times 0,7 = 2,27 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,27}{0,40} = 5,67 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5,67 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h t f e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 43,67}{40 \times 400 \times 10^2} = 1,02 \text{ cm}^2$$

➤ Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$: En % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\text{Donc : } \lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm²**.

VII.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm² »

$$T_{\max} = 43,67 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{43,67}{(0,40 \times 0,38)} = 0,287 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,287 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc on n'a pas de risque de cisaillement.

VII.2.7 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

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 :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

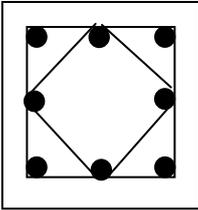
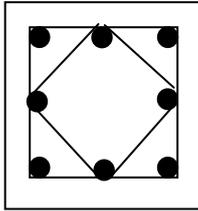
Niveaux	Poteaux
<p>02^{ème} étage - 04^{ème} étage</p> <p>(35×35) cm²</p>	 <p style="text-align: center;">8T14</p>
<p>RDC -1^{ère} étage</p> <p>(40×40) cm²</p>	 <p style="text-align: center;">4T16+4T14</p>

Tableau.VII.4 : Ferrailages des poteaux.

VII.3.1.Introduction:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

On distingue deux types de poutres ; les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle logiciel **Sap2000 V 14.0.0**.

Nous faisons le calcul à l'aide du logiciel **BaelR** développé par **SOCOTEC** ce permet le calcul de sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion composée ou simple.

✓ Les poutres principales :

Les poutres sont des éléments structuraux, le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

Selon BAEL 91 : [combinaisons fondamentales]

$$ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Selon RPA99/2003 : [combinaisons accidentelles]

ELA :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 \times G \pm E$$

• Ferrailages des poutres principales :

D'après le RPA99 version 2003, le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

• Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales

sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone II.

✓ **Exemple d'étude de la poutre principale :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale la plus sollicitée situé au niveau +6.48

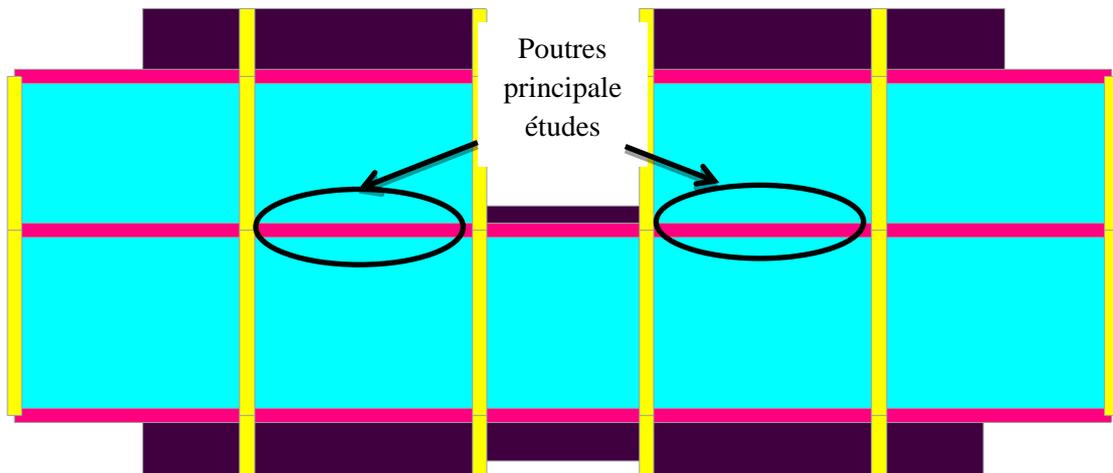


Figure.VII.5: la poutre principale la plus sollicitée.

□ □ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant

M. avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$b = 0,30 \text{ m}$; $h = 0,40 \text{ m}$; $d = 0,36 \text{ m}$; $\sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa}$;

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 14.17 \text{ MPa}$$

ELA :(0.8G + E)

❖ **En travée :**

Mut = 41.827 KN.m

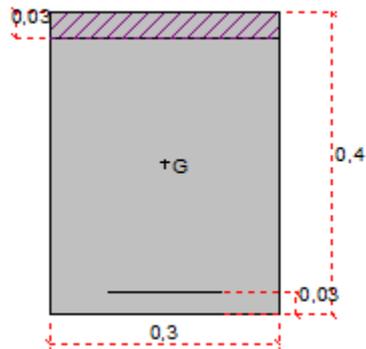
Mst = 8.71 KN.m

Nous utilisons BaelR version 1.02.035

Les données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section	0,4m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 Mpa
Limite élastique de l'acier : F_e	400 Mpa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient sécurité de béton : γ_b	1,5
Coefficient sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 KN
Moment fléchissant ELU :	41,83 KN.m
Effort normal ELS :	0KN
Moment fléchissant ELS :	8,71 KN.m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	2,7 cm ²
Fissuration peu préjudiciable	
Résultats des calculs aux ELU	
Section armatures supérieures :	0 cm ²
Section armatures inférieures :	3,38 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0=0,03\text{m}$



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 1,95 Mpa

Contrainte des armatures inférieures : -94,5Mpa

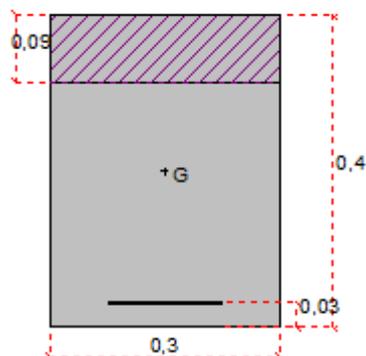
Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 Mpa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15Mpa

Contraintes admissible des armatures inférieures : 400Mpa

Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 Mpa

Position de l'axe neutre : $y_0=0,09\text{m}$



on choisit : **3T14** de section 4. 62cm²

En appui :

Mu app = 62.834 KN.m

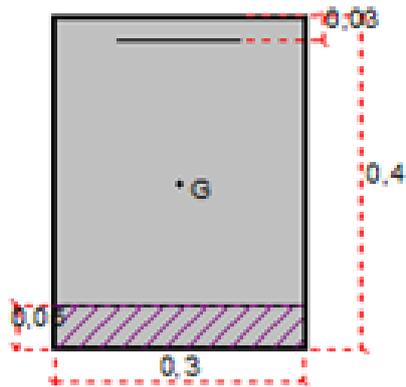
Ms app = 16.466 KN.m

Les données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section	0,4m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 Mpa
Limite élastique de l'acier : F_e	400 Mpa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient sécurité de béton : γ_b	1,5
Coefficient sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 KN
Moment fléchissant ELU :	-62,83 KN.m
Effort normal ELS :	0KN
Moment fléchissant ELS :	-16,47 KN.m
Section armatures supérieures ELS :	5,19 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	0 cm ²
Fissuration peu préjudiciable	

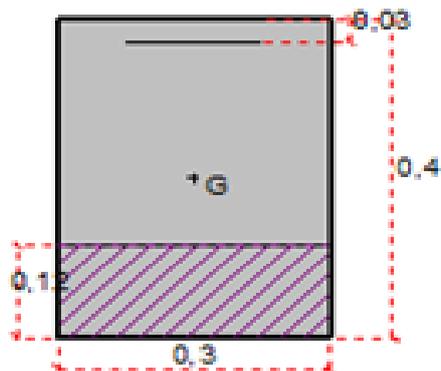
Résultats des calculs aux ELU

Section armatures supérieures :	5,19 cm ²
Section armatures inférieures :	0 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0=0,05m$	



Résultats des calculs aux ELS

- Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0 Mpa
- Contrainte des armatures inférieures : 0 Mpa
- Contrainte de la fibre inférieure du béton : 2,88 Mpa
- Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15Mpa
- Contraintes admissible des armatures inférieures : 400Mpa
- Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 Mpa
- Position de l'axe neutre : $y_0=0,12$ m



on choisit : 3T12+3T12 section $3.39+3.39=6.78$ cm²

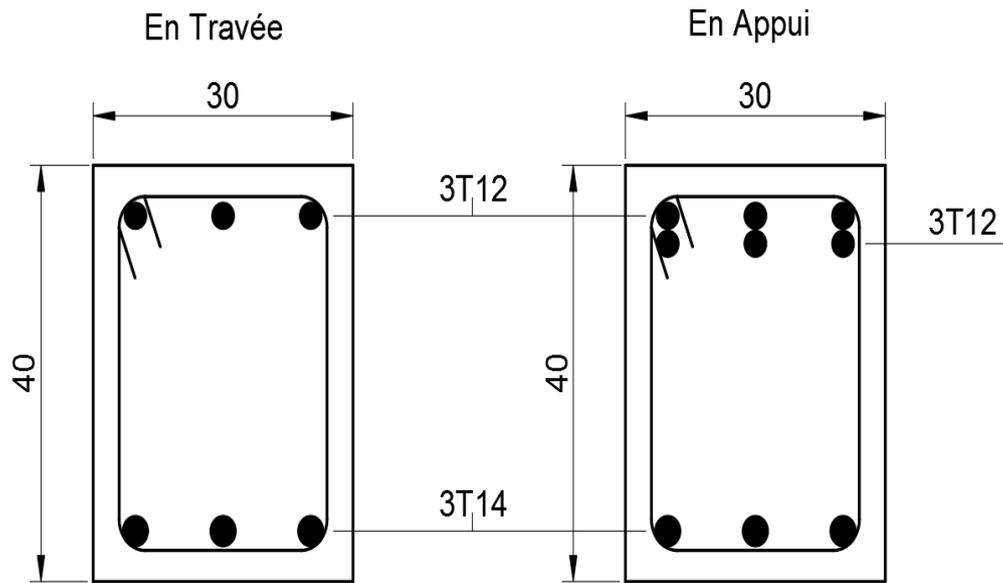


Figure.VII.7:Schéma de ferrailage d'une poutre principale.

✓ **Les poutres secondaires :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire la plus sollicité qui se situe au niveau +12.96

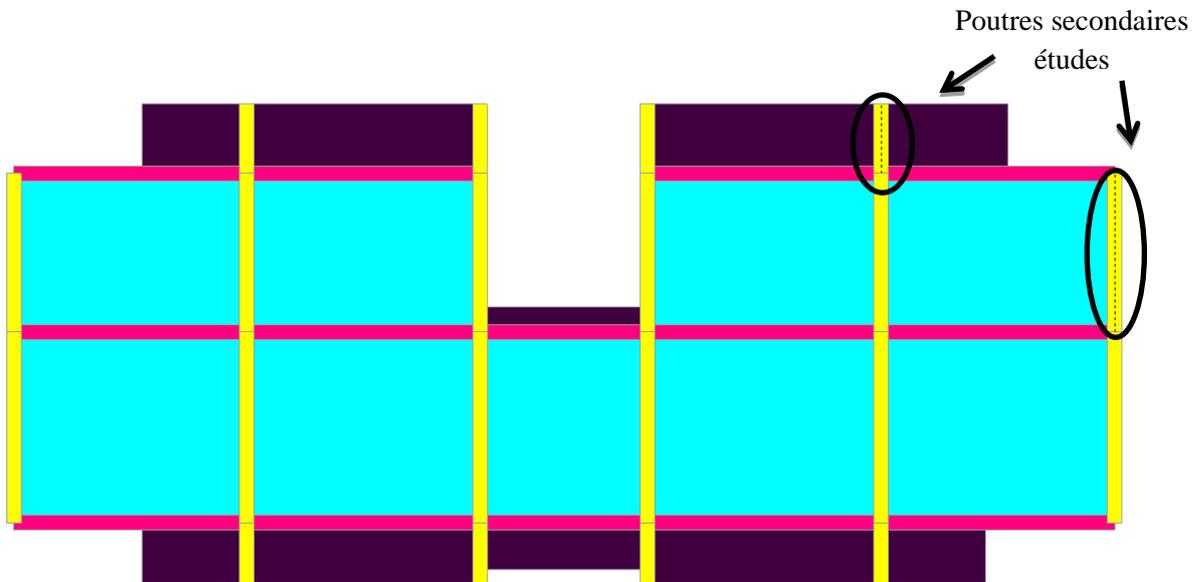


Figure.VII.8: la poutre secondaire la plus sollicité

□ □ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant

M. avec $f_{c28} = 25MPa$

$$b = 0,30 \text{ m}; h = 0,40 \text{ m}; d = 0,36 \text{ m}; \sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$fbc = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$$

ELA : (0.8G + E)

❖ **En travée :**

$$M_{ut} = 14,505 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 1,15 \text{ KN.m}$$

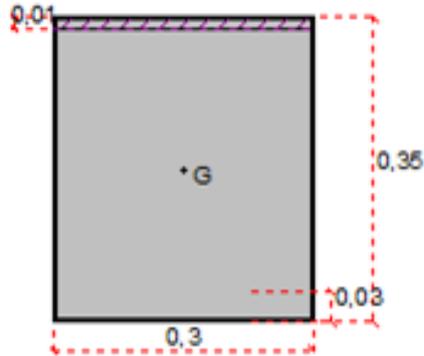
Les données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section	0,35m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 Mpa
Limite élastique de l'acier : F_e	400 Mpa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient sécurité de béton : γ_b	1,5
Coefficient sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 KN
Moment fléchissant ELU :	14,51 KN.m
Effort normal ELS :	0KN
Moment fléchissant ELS :	1,15 KN.m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	1,35 cm ²
Fissuration peu préjudiciable	

Résultats des calculs aux ELU

Section armatures supérieures :	0 cm ²
Section armatures inférieures :	1,35 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0=0,01$ m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0,44 Mpa

Contrainte des armatures inférieures : -28,9 Mpa

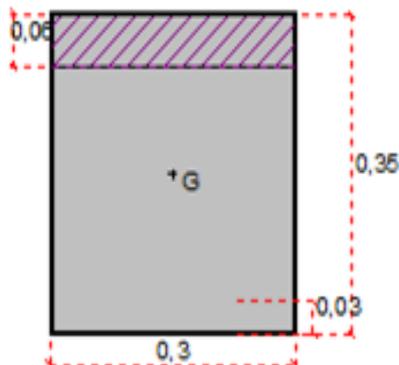
Contrainte de la fibre inférieure du béton : 0 Mpa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15Mpa

Contraintes admissible des armatures inférieures : 400Mpa

Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 Mpa

Position de l'axe neutre : $y_0=0,06$ m



on choisit : 3T12 de section 3. 39 cm²

ELU

❖ **En appui :**

Mu app = 31.045 KN.m

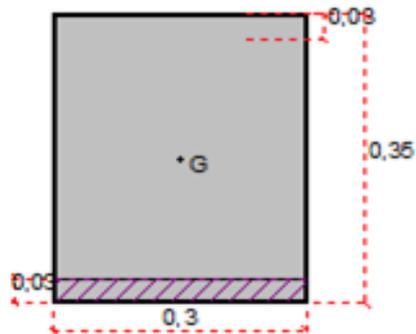
Ms app = 22.149 KN.m

Les données saisies :

Largeur section :	0,3 m
Hauteur section	0,35m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{c_j}	25 Mpa
Limite élastique de l'acier : F_e	400 Mpa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient sécurité de béton : γ_b	1,5
Coefficient sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 KN
Moment fléchissant ELU :	-31,05 KN.m
Effort normal ELS :	0KN
Moment fléchissant ELS :	-22,15 KN.m
Section armatures supérieures ELS :	2,32 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	0 cm ²
Fissuration peu préjudiciable	

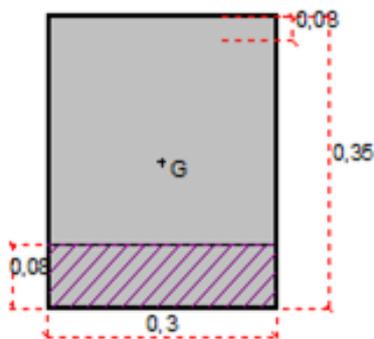
Résultats des calculs aux ELU

Section armatures supérieures :	2,9 cm ²
Section armatures inférieures :	0 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0=0,03m$	



Résultats des calculs aux ELS

- Contrainte de la fibre supérieure du béton : 0 Mpa
- Contrainte des armatures inférieures : 0Mpa
- Contrainte de la fibre inférieure du béton : 6,65Mpa
- Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : 15Mpa
- Contraintes admissible des armatures inférieures : 400Mpa
- Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : 15 Mpa
- Position de l'axe neutre : $y_0=0,08m$



on choisit : 3T12 de section 3.39 cm²

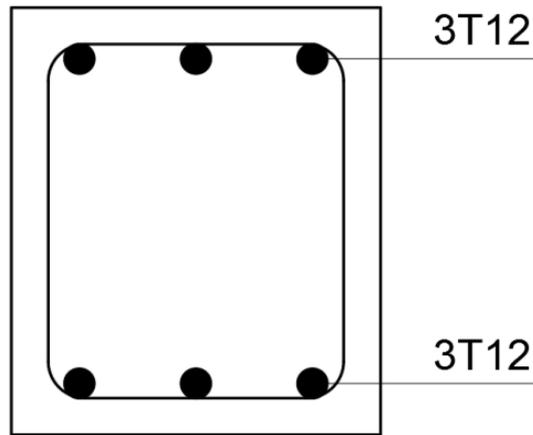


Figure.VII.11:Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire.

VII.4. Ferrailage des Voiles de contreventement

VII.4.1. Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les Voiles assurant le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Nous devons disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VII.4.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

b) Principe de calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

VII.4.3. Armatures transversales .Recommandations du R.P.A99/version 2003

VII.4.3.1. Armatures verticales

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99/version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII.4.3.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII.4.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4.4. 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 RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- Effort normal appliqué : N
- Moment fléchissant appliqué : M
- Section du voile : A
- Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée : V
- Moment d'inertie : I

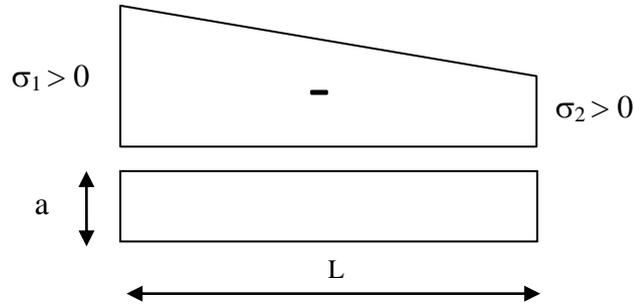
Nous distinguons trois cas :

1er 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 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$



2^{ème} cas :

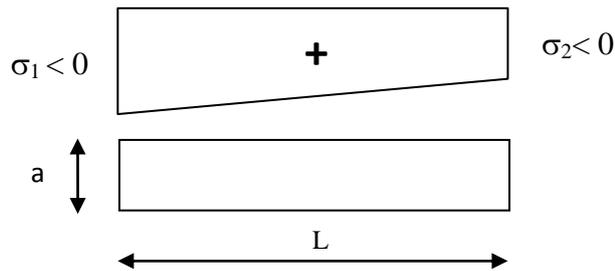
Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

Nous calculons 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.

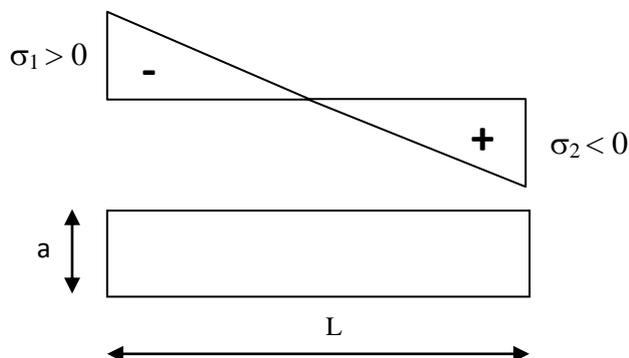
Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .



3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.



VII.4.5. Calcul de v1 et v2 niveau de RDC:

VII.4.5.1. Vérification du béton : G + Q ± E

Données

- A = 0,36 m² ;
- I = 0,074m⁴ ;
- V = 0,744m ;
- N = 1138,83 KN.m ;
- M = 626,5611 KN.m ;
- T = 281,586KN.

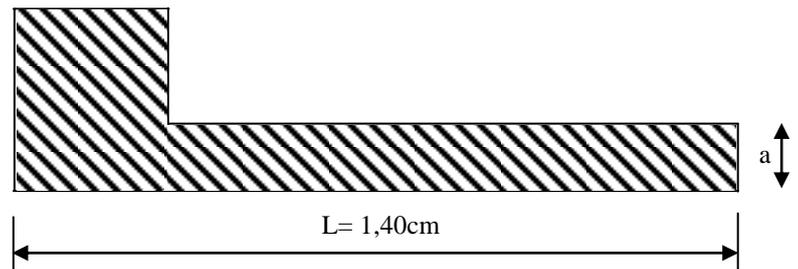


Figure VII.12: Section de voile à calculé

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1138,38 \times 10^{-3}}{0,36} + \frac{626,5611 \times 0,744 \times 10^{-3}}{0,074} = 9,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1138,38 \times 10^{-3}}{0,36} - \frac{626,5611 \times 0,744 \times 10^{-3}}{0,074} = -3,14 \text{ Mpa}$$

9,46 MPa < $\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée

-3,14 MPa < $\bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée

Nous avons : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.4.5.2. Calcul des aciers de flexion : 0,8G ± E

Données

- N = 264,752 KN.m ;
- M = 19,8083KN.m ;
- T = 276,684 KN..

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1138,38 \times 10^{-3}}{0,36} + \frac{626,5611 \times 0,744 \times 10^{-3}}{0,074} = 9,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} = \frac{1138,38 \times 10^{-3}}{0,36} - \frac{626,5611 \times 0,744 \times 10^{-3}}{0,074} = -3,14 \text{ MPA}$$

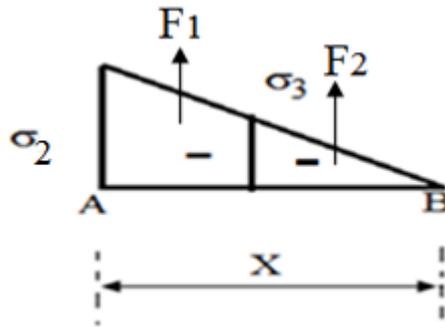
VII.4.5.3. Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$X = 0,51 \text{ m.}$$

VII.4.5.4. Calcul de la longueur de la zone comprimée :

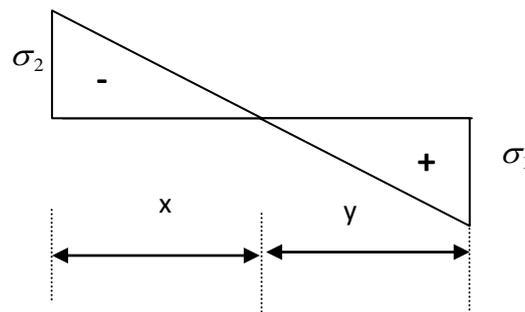
$$Y = L - X = 0,89 \text{ m.}$$



$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X-0,4} \rightarrow \sigma_3 =$$

$$\frac{\sigma_2(X-0,4)}{X} = -0,12 \text{ Mpa}$$

VII.4.5.5. Calcul de l'E.L.U.R



ferrailage à

VII.4.5.5.1. Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{Ft}{f_e}$$

$$F_1 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} a \times h = 52,48 \text{ KN.}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 (X-a) \times a}{2} = 1,32 \text{KN.}$$

$$A_{v1} = \frac{Ft}{fe} = \frac{(F_1 + F_2) \frac{100}{X}}{fe} = 2,64 \text{cm}^2 \text{ \ ml.}$$

$$A_{v2} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V_2}{fe} \times \frac{X}{L} \times \frac{100}{X} = 7,52 \text{ cm}^2 \text{ \ ml.}$$

$$A_v = A_{v1} + A_{v2} = 10,16 \text{cm}^2 \text{ \ ml.}$$

Pourcentage minimal d' après RPA 99 :

$$A_{\min} = 0,20 \times a \times L = 0,002 \times 20 \times 51 = 2,04 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 2,04 \times \frac{100}{51} = 4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_v = 10,16 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4 \text{cm}^2 / \text{ml} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C .V.}$$

On prend **3T14+5T12 =10,27cm²**.

Nous avons adopté deux nappes en 2(3T14+5T12 /ml).

• **Espacement exigé par R.P.A 99 : Art 7.7.4.3**

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 62 on a :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27 \text{cm}, 30 \text{cm}) = 27 \text{cm}$$

$$S \leq \min(1,5 a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{cm} \Rightarrow S \leq 30 \text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

D'après le BAEL 91 on a :

$$S_t \leq \min\{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} .$

On adopte un espacement de 15cm (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 15cm.

On adopte un espacement de 10cm (zone d'about).

VII.4.5.5.2. Contraintes de cisaillement (RPA 99 /V2003Art7.7.2) :

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4V_{u \text{ calcul}}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute $h = 324 \text{ cm}$.

V_u : l'effort tranchant à la base du voile. $V_u = 276,684 \text{ KN}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 276,684 \times 10}{20 \times 324 \times 0,9} = 0,66 \text{ Mpa} .$$

$\tau_b = 0,66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

Le pourcentage minimal d'armature est :

$0,25\% \times a \times 1\text{m} \rightarrow \tau_b = 2,51 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$Condition vérifié.

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_h = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

VII.4.5.5.3. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.RB.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le B.A.E.L 91/version 2003, 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/m² au moins; nous avons pris donc 4Φ8 par m².

VII.4.5.6. Disposition des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les résultats du ferrailage des voiles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.6. les résultats du ferrailage des voiles

Voile	B m ²	I m	V m ²	N KN	M KN .m	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	X m	A _v Cm ²	A _{min} cm ²	A cm ²
V3	0,9 1	1,3 3	1,87 5	104,7 1	598,96 2	0,96	- 0,72	1,61	5,57	4	5T12 5,65

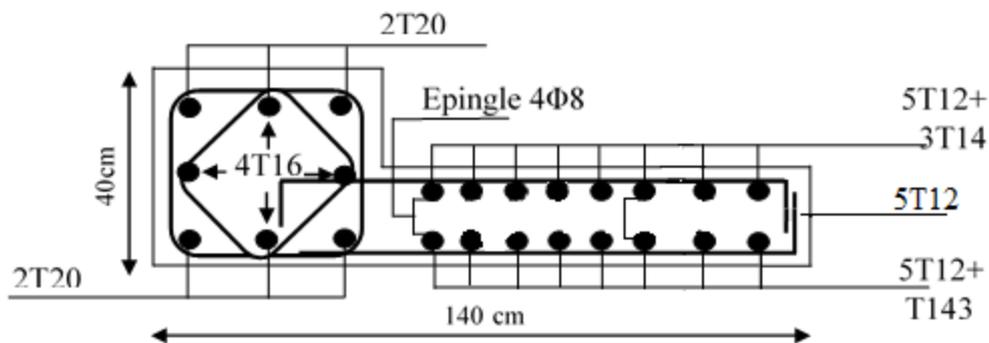


Figure VII.13: Schéma de ferrailage du voile.

VII.5.Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du R.P.A qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du R.P.A 99/Version 2003 est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. Nous déduisons que le R.P.A 99/Version 2003 favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VIII: Ferrailage de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Calcul des fondations :

VIII.2.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,70 bar

- Pour qu'il n'y a pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide

VIII.2.2. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,7bar. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- **Semelle isolés**
- **Semelle filante.**
- **Radier général**

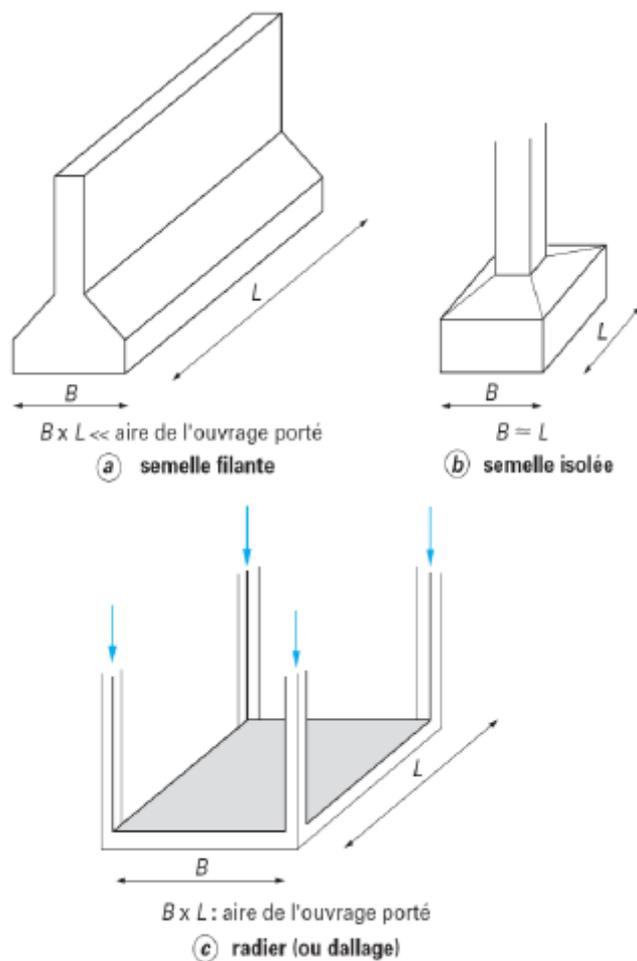


Figure VIII.1.Types des fondations

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une petite vérification

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Pour cette vérification nous avons pris la semelle la plus sollicitée.

Avec:

- L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel sap2000 : N
- Surface d'appui de la semelle : S
- Contrainte admissible du sol : σ_{sol}

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (a×a),

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire on prend le rapport A et B

dans le même rapport que a et b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

On prend $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

$$\frac{N_S}{S} \leq \rightarrow B^2 \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{620,452}{170}} = 1,91 \text{ m}$$

AN : B = 1,91 m

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de (3m) nous avons remarqué qu'il n'avoir pas un chevauchement entre les semelles.

VIII.3. Les semelles isolées :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

VIII.3.1. Calcul de la semelle isolée sous poteau:

La semelle isolée sous poteaux la plus sollicitée a été calculé comme suit :

a. Etat limite de service (E.L.S)

$$N_{\text{Ser max}}=620,452 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corresp}}=1,393 \text{ KN.m}$$

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

$$N_{\text{Ultime max}} = 852,999 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,01 \text{ KN.m}$$

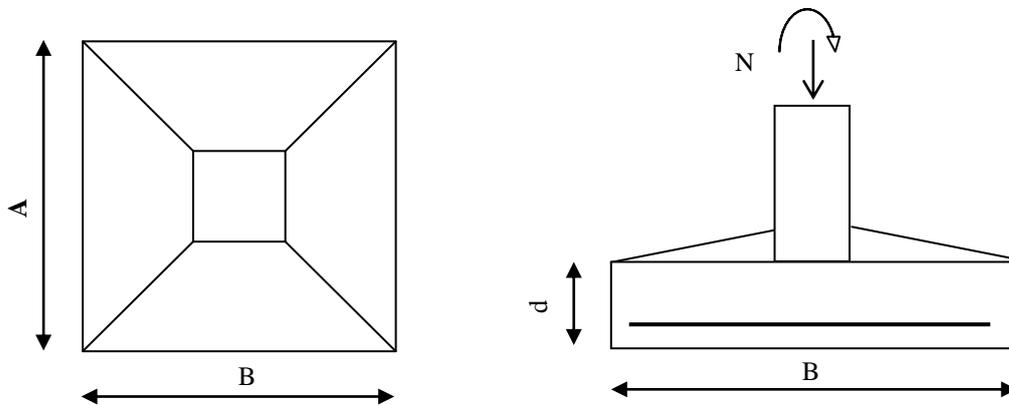


Figure VIII.2: Semelle isolée

VIII.3.2. Dimensionnement à l'E.L.S

– **Dimensions de la semelle**

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle celle du poteau

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \rightarrow A = B$$

– **Dimensions A et B sont tel que**

On a : $\sigma_{\text{sol}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \times \frac{a}{b}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{620,452}{170} \times \frac{40}{40}} = 1,91 \text{ m}$$

AN : $B \geq 1,91\text{m}$

Donc on choisit une semelle de $(2,00 \times 2,00) \text{ m}^2$

- L'excentricité

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,393}{620,452} = 0,002\text{m}$$

c. Vérification des conditions de stabilité

- Répartition trapézoïdale

D'après le B.A.E.L 91 on a :

$$e_0 = 0,002 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0,33\text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le R.P.A 99/Version 2003, on a :

$$e_0 = 0,002 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0,50\text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes

d.1. Détermination de (d) et (h_t)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \rightarrow 2 - 0,4 \geq d \geq \frac{2 - 0,4}{4} \rightarrow 1,6\text{m} \geq d \geq 0,4\text{m}$$

On prend : $d = 0,60 \text{ m}$

D'où : $h_t = d + 5 \text{ cm} = 0,60 + 5 = 0,65 \text{ m}$

Pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermédiaire des bielles on a :

- Hauteur totale de la semelle : $h_t = d + 5 \text{ cm} = 0,60 + 0,05 = 0,65 \text{ m}$
- Hauteur moyenne de la semelle : $h_m = (h_t + E)/2 = (65+15)/2 = 0,40\text{m}$
- Ancrage de la semelle : $D = 240 \text{ cm}$

d.2. Calcul des charges

- Poids propre de la semelle

$$P_s = \gamma_s \times V_s = \gamma_s [A_X \times B \times h_m] = 25 [200 \times 200 \times 40] / 10^6 = 40\text{N}$$

- Volume de la semelle : V_s

Poids propre de remblais

$$P_r = ((B \times b) - (b - a)(D - h_t)) \gamma_r = ((200 \times 200) - (40 \times 40))(240 - 40) 18 = 138,24 \text{ N}$$

$$P_T = P_s + P_r = 40 + 138,24 = 178,24 \text{ N}$$

$$N_{ser} = 620452 + 178,24 = 620630,24 \text{ N}$$

e. Vérification de la stabilité

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,002}{2}\right) \frac{620,450}{4} = 156,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,002}{2}\right) \frac{620,450}{4} = 154,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times 156,04 + 154,18}{4} = 155,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 155,58 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 170 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.3. Calcul le ferrailage de la semelle à l'E.L.U.

$$N_u = N_{u \max} + 1,35 P_T = 852,999 + 1,35 \times 178,24 = 1093,623 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,01 \text{ KN.m}$$

Nous avons appliqués la méthode des bielles si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,01}{1093,623} = 0,002 \text{ m} \rightarrow e_0 \leq \frac{b}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,06 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,01}{1093,623} = 0,002 \text{ m} \rightarrow e_0 \leq \frac{B}{24} = \frac{2}{24} = 0,08 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures

$$A_a = B_a = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1093,623 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,002}{2}\right) (2 - 0,4) \times 10^4}{8 \times 60 \times 348} = 22,50 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté : $A_a = A_b = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$ avec Espacement = 25 cm

– Vérification de l'épaisseur de la semelle

$$h_1 \geq \max(6\Phi + 6 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

On prend : $h_1 = 60 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

- Espacement

$$e \geq \max(15 \text{ cm}; 6\Phi + 6 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $e = 15 \text{ cm}$

- Arrêté des armatures

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Pour (HA)}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

$$L_s = 56,43 \text{ cm} > \frac{A}{4} = \frac{22,50}{4} = 5,63$$

Nous avons pris : $A_r = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle avec des crochets le même ferrailage sera appliqué pour les semelles de rive.

- Vérification au poinçonnement

D'après B.A.E.L 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} \times \gamma_b$$

- Périmètre utile

$$P_c = [2(a + h + b + h)] = [4(a + h)] = 3,2 \text{ m}$$

$$N_u = N_{u0} \left(1 - \frac{S_0}{S_T} \right)$$

$$N_{u0} = 852,999$$

$$S_0 = (a + h)(b + h) = 0,64 \text{ m}^2$$

$$S_T = A \times B = 4 \text{ m}^2$$

$$N_u = 716,52 \text{ KN}$$

$$N_u = 716,52 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 2160 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

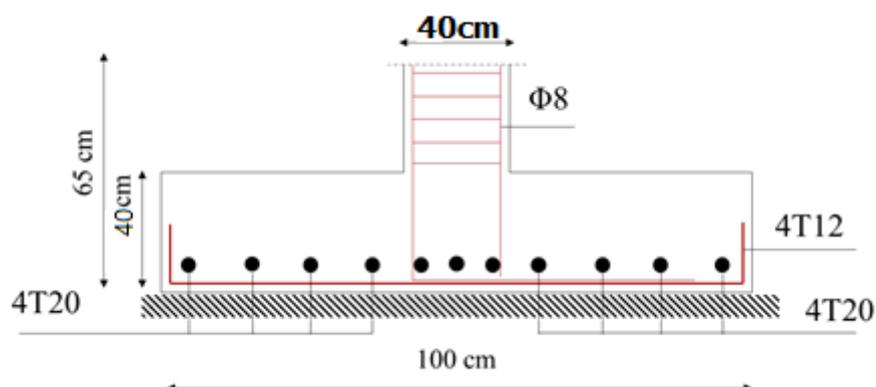


Figure. VIII.3: semelle isolée

VIII.4. Béton de propreté

C'est un béton maigre (dosage minimum de 150 kg/m^3 de ciment).

Son Epaisseur est supérieur à 4cm, en général, à celle de semelle.

Il n'est jamais coffre. Il peut être remplacé par un film plastique (polyane) en fond de fouille.

Remarque :

- GLACIS:

Dans le cas ce fondation très larges (à partir de 1,50 m ou 2,00 m), on peut réaliser un GLACIS pour économiser du béton mais sa mise en œuvre est plus difficile.

VIII.5. Conclusion:

Les aciers principaux porteurs sont placés dans les sens de la largeur de la semelle les aciers placés dans la longueur de la semelle sont les aciers de répartition. Ils servent à maintenir les armatures principales et réaliser un chaînage bas de l'ouvrage.

Dans le cas d'une semelle isolée les aciers sont porteurs dans les deux sens.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Dans notre travail nous avons rassemblé des informations très importantes, à comparer par les informations précédentes, après de résoudre des problèmes, concernant l'étude d'une structure en béton armé.

Après l'étude de ce travail on peut conclure que :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement de leurs fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il faut bien étudier le sol choisi pour la réalisation, l'influence de ce dernier sur la conception de l'infrastructure et Pour le dimensionnement et le calcul des fondations, doit assurer la stabilité, durabilité et la sécurité de l'ouvrage à court et à long terme.

Pour déterminer les dimensionnements et les ferraillements adéquats des éléments structuraux il faut :

- Déterminer les charges et les sur charges que peut supporter chaque un des éléments structuraux.
- Calculer les dimensionnements des poteaux et des poutres en utilise des méthodes normalisé et puis comparer les résultats obtenue avec les conditions de l'R.P.A 99 version 2003.
- Déterminer les ferraillements pour chaque élément de structure.

L'étude de ce travail a été bénéfique vue qu'elle nous permet d'améliorer nos connaissances théorique concernant les bâtiments quand soumises aux sollicitations.

Enfin nous espérons que ce travail, soit un document utile et de référence. Pour les promotions en les prochains futurs pour faire face aux problèmes de calcule numérique, et un point de départ pour d'autres projets.

BIBLIOGRAPHIE

- **MÉMOIRES ET THESES**

M. TAMAHOULT* et **T. BRANCI**. INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES DES BATIMENTS

M^{er} MILLOUDI MOUHAMED et **M^{elle} RAMDANI FATIMA ZAHRA (juin 2014)**.

Etude dynamique non linéaire de l'interaction sol structure

M^{er} Dieb/Adda. Etude d'un bâtiment(2019) composé d'un RDC+5 étages à usage d'habitation

BUCHI E, 2013. Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations .Projet de Fin d'Etudes, Université INSA de Strasbourg, 82p.

- **Règlements :**

RPA99 modifié 2003 : règlement parasismique algérienne

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

- **Livres**

BAEL 91 modifié 99.....Jean-pierre mo

Cours pratique de mécanique des sols.....Jean Costet/Guy

- **Logiciels :**

SAP2000 v14.....Analyse.

EXEL 2013.....Calcul.

Power point 2010.....Présentation.

Word 2010.....Traitement de texte.

BaelR développe par **SOCOTEC** le calcul de sections rectangulaires en béton armé

- **Cours et Rapport**

BOUBKEUR Toufik. (2017).Cours de béton 3^{ème} année

GRANGE S., 2008. Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique. These de doctorat, Institute Polytechnique de Grenoble, 150 p.

Newmark NM, Rosenblueth E, Fundamentals of earthquake engineering. Prentice-

Bibliographie

Hall: Englewood Cliffs, Nj, 1971

A.PECKER, Dynamique des structures, Ecole des ponts paris, Département Génie Civil et Construction, 2010.

ANNEXES

– **Tableau de ferrailage**

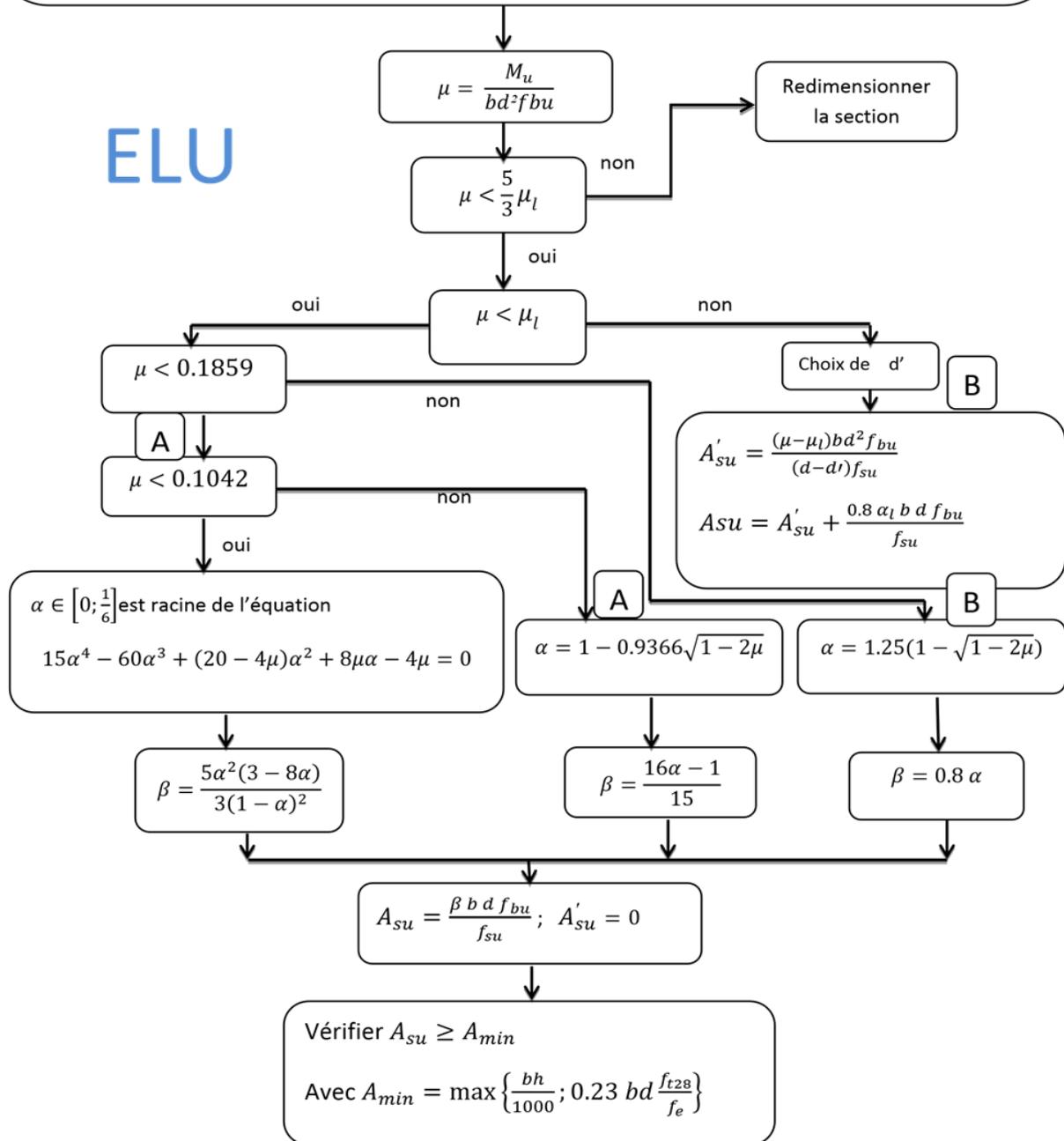
Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm.

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

– Flexion simple d’une section rectangulaire à l’E.L.U.R

$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d’application des combinaisons d’action
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00) ; \alpha_l = \frac{7}{7+2\epsilon_l} ;$
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$

ELU



– Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.S

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

$$\alpha_1 \text{ Racine unique } \in [0,1]$$

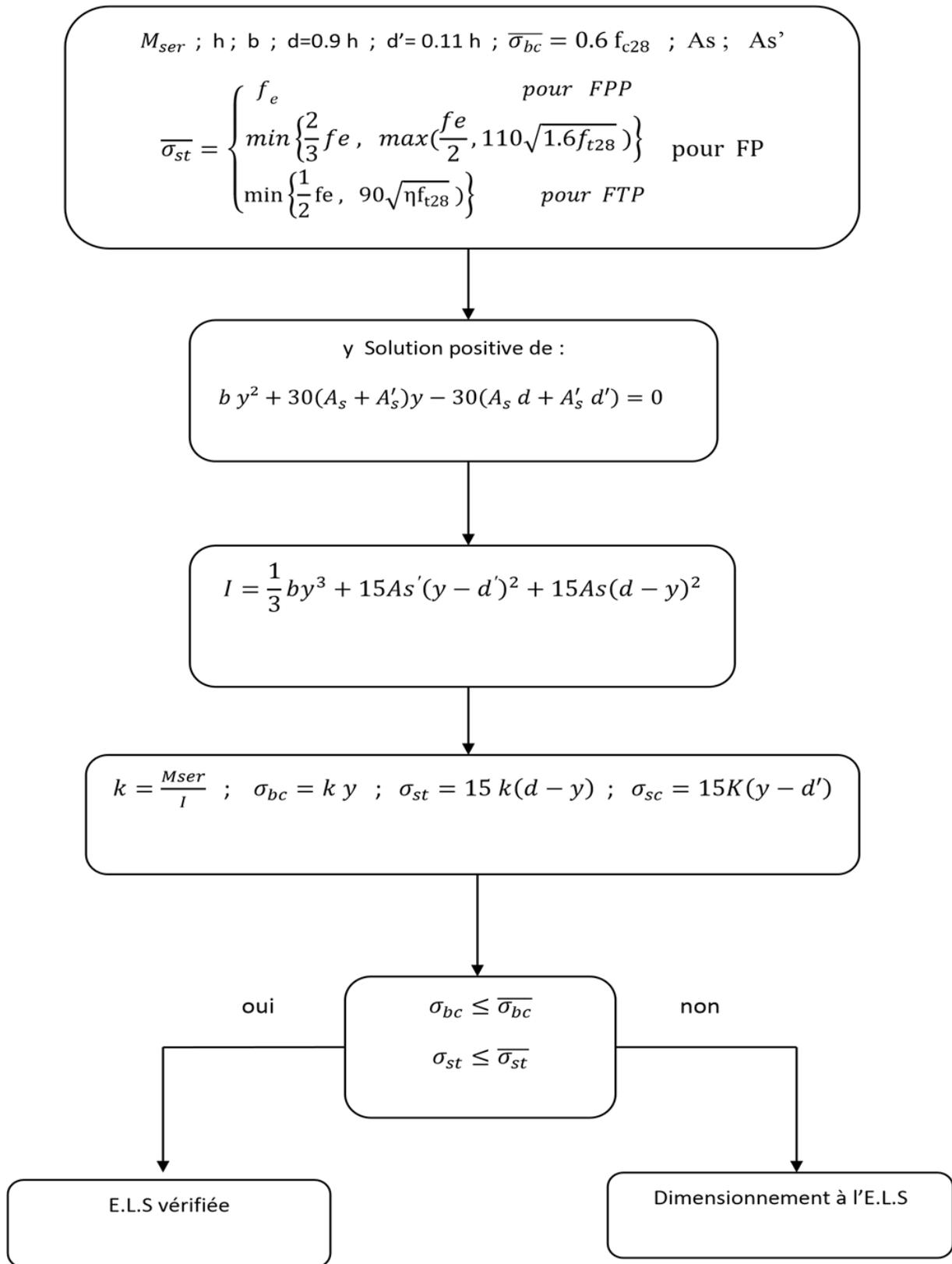
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

– Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S



– Flexion simple d'une section en T à l'E.L.S

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right)\right\} & \text{pour FP} \\ \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

Oui

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

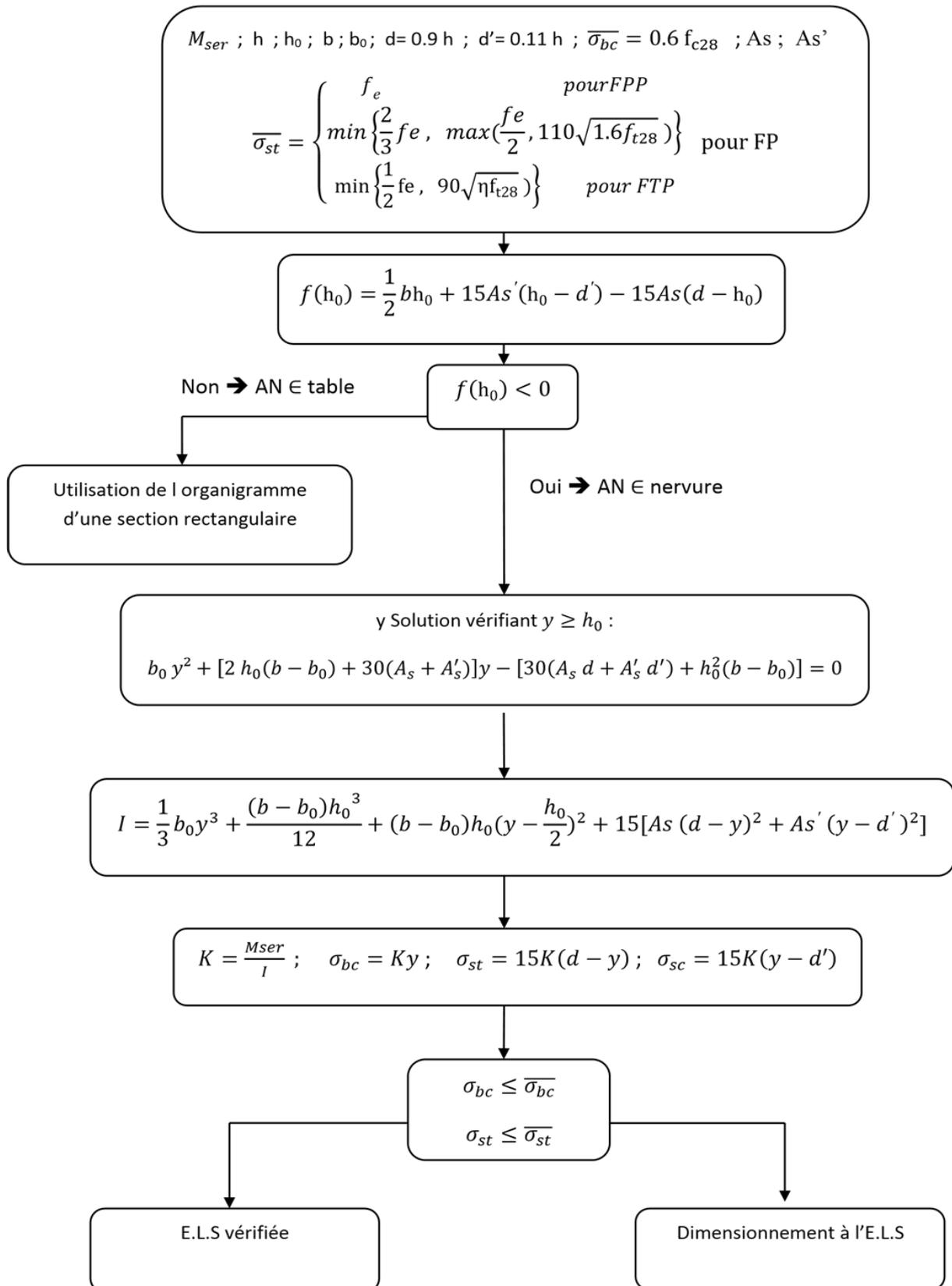
$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

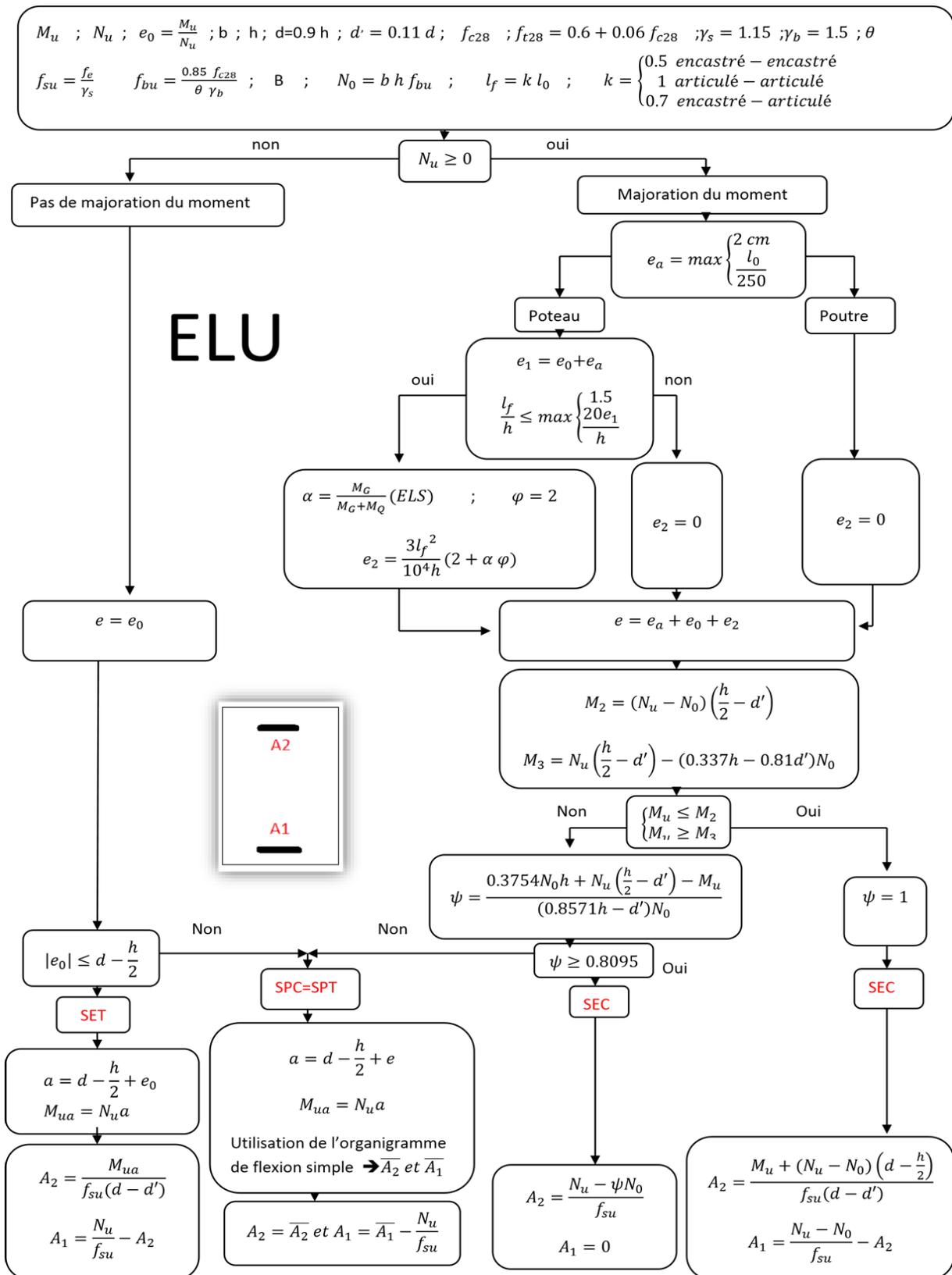
$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

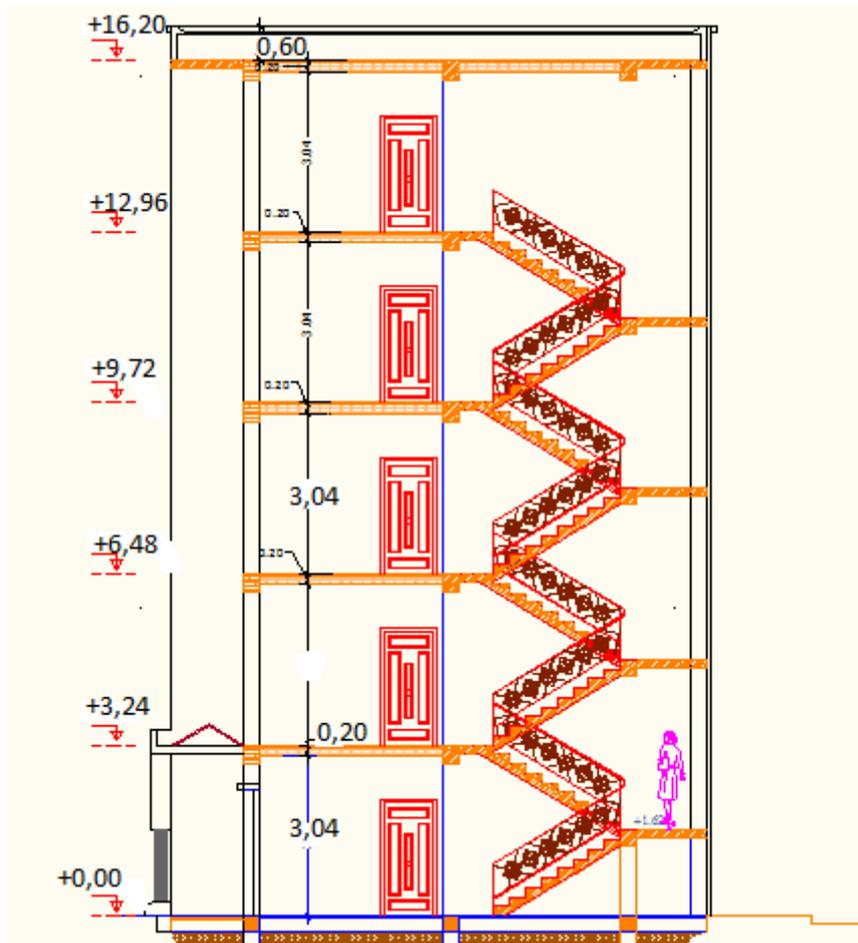
$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

– Vérification d'une section en T à l'E.L.S

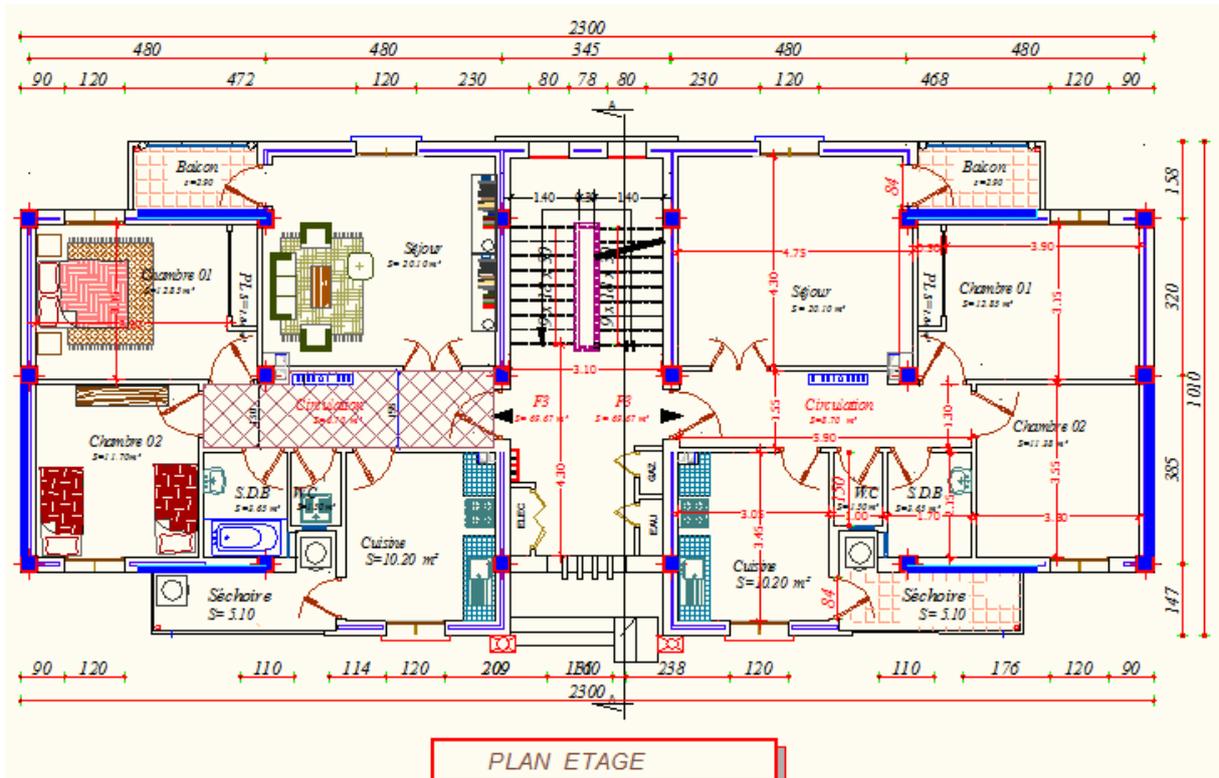
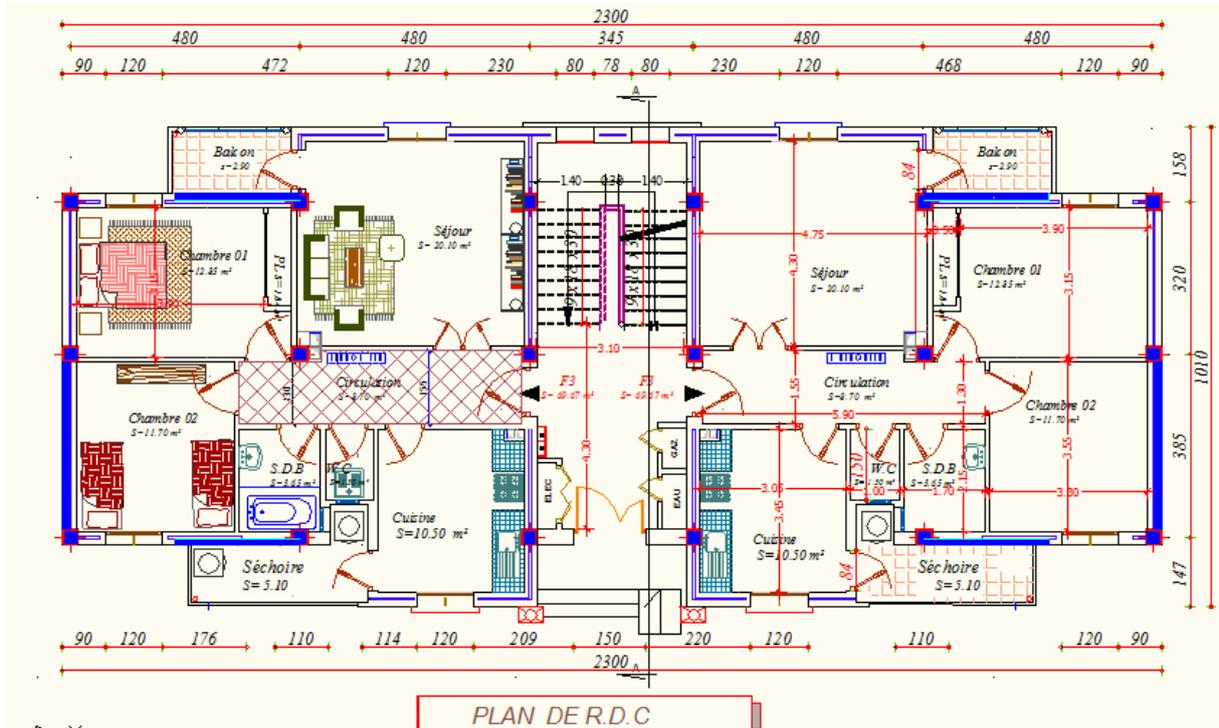


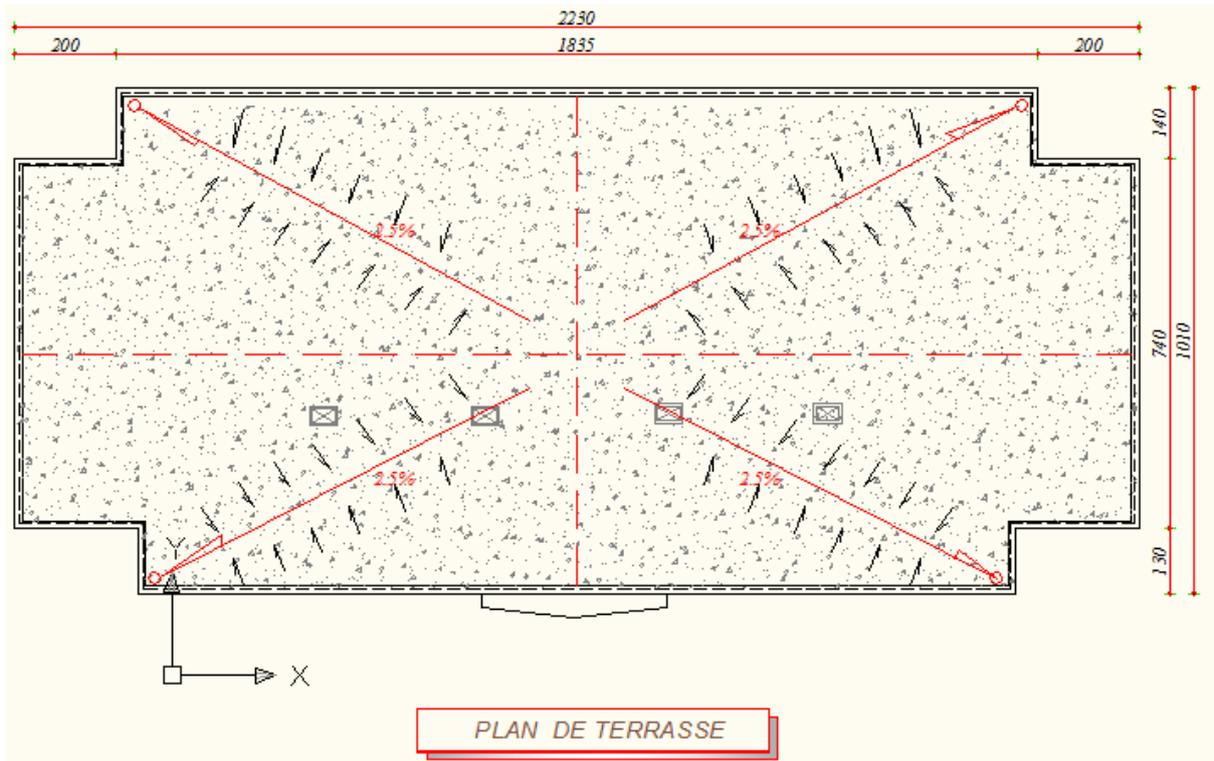
– Flexion composée d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R





vue en élévation de la structure





Remarque :

