

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

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité: Génie Civil
Option: Structure

Réhabilitation des sols argileux et étude
d'un bâtiment de R+8 à usage multiple.

Réalisé par :

- **BOUFELGHAT Abdessamed**
- **BOUZENOURA Ali**

Soutenu devant le jury :

Dr. BELGHIAT Choayb
Dr. KITCHAH Fethi
Dr. BRAHIMI Abdelkader

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire: 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الْعَزِيزِ

Remerciement

Nous exprimons toute notre gratitude et nos remerciements les plus sincères à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à adresser nos remerciements les plus profonds et notre reconnaissance particulière à notre encadreur, **Dr. BRAHIMI Abdelkader**, pour son accompagnement, ses conseils précieux et sa bienveillance tout au long de l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette occasion pour remercier chaleureusement les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail, et pour leurs remarques constructives qui ne manqueront pas d'enrichir la qualité de ce mémoire.

Nos remerciements vont également à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, dont les efforts ont contribué à notre formation en tant qu'ingénieurs d'État.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont soutenus et aidés dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À ceux que j'aime : à mes chers parents, qui m'ont guidé dans les moments les plus difficiles de ce long parcours. À ma mère, toujours présente à mes côtés, m'apportant un soutien inestimable tout au long de ma vie, et à mon père, qui a sacrifié tant pour me voir réussir. Merci à vous, mes parents, ainsi qu'à mes frères et sœurs pour leur soutien constant et leur foi en moi.

À celle qui a partagé ce travail avec moi, mon amie et binôme Abdessamed.

À tous mes amis, en particulier à toute la famille Boufelghat et Bouzenoura.

À celui qui a collaboré avec moi dans l'élaboration de ce mémoire.

À tous les enseignants qui m'ont guidé sur le chemin de la réussite.

Et enfin, à tous ceux que j'aurais pu oublier mais qui, à leur manière, m'ont aidé et soutenu durant ces années de formation.



Ali.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À ceux que j'aime : à mes chers parents, qui m'ont guidé dans les moments les plus difficiles de ce long parcours. À ma mère, toujours présente à mes côtés, m'apportant un soutien inestimable tout au long de ma vie, et à mon père, qui a sacrifié tant pour me voir réussir. Merci à vous, mes parents, ainsi qu'à mes frères et ma sœur «ASMA» pour leur soutien constant et leur foi en moi.

À celle qui a partagé ce travail avec moi, mon amie et binôme Ali.

À tous mes amis, en particulier à toute la famille Boufelghat et Bouzenoura.

À celui qui a collaboré avec moi dans l'élaboration de ce mémoire.

À tous les enseignants qui m'ont guidé sur le chemin de la réussite.

Et enfin, à tous ceux que j'aurais pu oublier mais qui, à leur manière, m'ont aidé et soutenu durant ces années de formation.



Abdessamed.

SOMMAIRE

Résumé	I
Abstract	I
ملخص	I
Liste des symboles	II
Introduction Général	1

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction	4
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	6
I.4 Caractéristiques géométriques du sol.....	6
I.5 Description de l'ossature	7
I.6 Règles et hypothèses de calcul.....	8
I.6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	8
I.6.2- Règlement (BAEL 91).....	9
I.6.3 Nature des actions	10
I.6.4 Combinaison d'action.....	11
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	11
I.7.1 Béton.....	11
I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé	12
I.7.1.2 Dosage du béton	13
I.7.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)	13
I.7.2 Acier.....	16
I.7.2.1 Caractères mécaniques	16
I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet.....	18
I.9 Conclusion	18

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux évaluation de charge

II.1 Introduction	20
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux.....	20

II.2.1 Planchers	20
II.2.1.1 Planchers à corps creux	20
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon).....	22
II.2.2 Évaluation des charges.....	23
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	27
II.3.1 Poutres.....	27
II.3.2 Poteaux	29
II.3.3 Voile.....	34
II.4 Conclusion.....	35

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction.....	38
III.2 Calcul de l'acrotère	38
III.2.1 Sollicitation	39
III.2.2 Ferrailage	39
III.3 Calcul des escaliers	43
III.3.1 Définition	43
III.3.2 Charges et surcharges.....	44
III.3.3 Combinaisons des charges	44
III.3.4 Calcul de ferrailage.....	46
III.4 Calcul des balcons	51
III.4.1 Introduction	51
III.4.2 Evaluation des charges.....	52
III.4.3 Sollicitations	52
III.4.4 Combinaisons	52
III.4.5 Diagramme des moments et des efforts tranchant	53
III.4.6 Calcul du ferrailage	53
III.5 Etude de la poutre palière.....	57
III.5.1 Définition.....	57
III.5.2 Pré dimensionnement.....	57
III.5.3 Evaluation des charges	57
III.5.4 Ferrailage	59
III.6 Etude du plancher	62

III.6.1 Définition	62
III.6.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	62
III.6.3 Disposition et type des poutrelles.....	62
III.6.4. Choix de la méthode de calcul	63
III.6.5 Détermination des sollicitations des planchées	66
III.6.5.1 Plancher terrasse	66
III.6.5.2 Plancher Etage courant	68
III.6.6 Ferrailage des poutrelles	70
III.7 Etude de la table de compression.....	73
III.8 Conclusion	74

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction	76
IV.2 But de l'analyse dynamique.....	76
IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique.....	76
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	76
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale.....	77
IV.4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	79
IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients.....	79
IV.5 Modélisation et résultats.....	81
IV.5.1 Modélisation	81
IV.5.2 Analyse de la structure.....	81
IV.6 Calcul des actions sismiques.....	85
IV.7 Conclusion.....	95

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

V.1 Introduction	98
V.2 Actions et sollicitations.....	98
V.3 Ferrailage des poteaux.....	99
V.3.1 Hypothèses de calcul	100
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme	100
V.3.3 Détermination des sections d'acier	101
V.4 Recommandations des règlements	106
V.4.1 Armatures longitudinales.....	106

V.4.2 Vérifications	109
V.5 Ferrailage des poutres.....	112
V.5.1 Recommandations du RPA99/2003	113
V.5.2 Ferrailage des poutres	113
V.5.2.1 Poutre principale.....	113
V.5.2.2 Poutre secondaires	119
V.6 Étude des voiles	122
V.6.1 Introduction.....	122
V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	123
V.6.3 Rôle de contreventement.....	123
V.6.4 Avantages des voiles.....	123
V.6.5 Combinaisons des actions.....	123
V.6.6 Recommandations du RPA99.....	123
V.6.6.1 Aciers verticaux	123
V.6.6.2 Aciers horizontaux	124
V.6.7. Règles communes.....	124
V.6.8 Disposition des voiles.....	124
V.6.9 Ferrailage des voiles.....	125
V.6.9.1 Armatures verticales.....	126
V.7 Conclusion.....	129

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction	131
VI.2 Facteur de choix du type de fondation.....	131
VI.3 Choix du type de fondation	131
VI.3.1 Vérification de la semelle isolée	132
VI.3.2 Vérification de la semelle sous poteaux	133
VI.3.3 Semelle filantes croisée.....	135
VI.4 Longrine	137
VI.4.1 Dimensionnement de la longrine	137
VI.4.2 calcul de ferrailage de la longrine.....	137
VI.5 Conclusion	139

Chapitre VII : Étude expérimentale de l'amélioration de la compressibilité d'une argile.

VII.1 Introduction.....	141
VII.2 Causes et conséquences du tassement et de gonflement.....	141
V.II.2.1 Causes du tassement et de gonflement.....	141
VII.2.2 Conséquences du tassement et de gonflement.....	142
VII.3 Techniques de la stabilisation de sols des sols	143
VII.3.1 But de la stabilisation.....	143
VII.3.2 Différentes techniques de stabilisation des sols fins.....	143
VII.3.2.1 Stabilisation Mécanique	143
VII.3.2.2 Méthode de pré humidification	144
VII.3.2.3 Stabilisation Chimique avec des Additifs	144
VII.3.2.4 Stabilisation par ajout du sable	145
VII.3.2.5 Stabilisation aux cendres volantes	146
VII.3.2.6 Stabilisation des sols à la chaux	146
VII.3.2.7 Stabilisation mixte chaux-ciment	148
VII.3.2.8 Stabilisation par ajout du ciment	148
VII.3.2.9 Stabilisation par ajouts les géotextiles	149
VII.3.2.10 Stabilisation mixte ciment-fibres	149
VII.4 Etude expérimentale de l'argile d'ouled el kaim.....	150
VII.4.1 Localisation et description du sol étudié.....	150
VII.4.2 Essais Géotechniques.....	150
VII.4.2.1 Essais physiques.....	150
VII.4.2.2 Essais mécaniques	153
VII.5 Résultats et interprétations des essais oedométriques.....	156
VII.5.1 Déroulement des essais.....	156
VII.5.2 Résultats des essais oedométriques.....	156
VII.5 Conclusion.....	159
Conclusion Générale	160
Références	162
Annexes	164

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de projet et caractéristique des matériaux Tableau

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers	16
---	----

Chapitre II: Pré-dimensionnement évaluation de charge

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	23
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures	23
Tableau II.4: Evaluation des charges des cloisons intérieures.....	24
Tableau II.5: Evaluation des charges de l'acrotère	25
Tableau II.6: Evaluation des charges du palier.....	26
Tableau II.7: Evaluation des charges de la volée (la paillasse).....	26
Tableau II.8: Evaluation des charges du balcon.....	27
Tableau II.9: Différentes sections de poteau.....	30
Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitation.....	31
Tableau II.11: Descente de charge du poteau	32

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Combinaisons des charges l'escalier	44
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	46
Tableau III.3: Vérification des contraintes à l'ELS.	48
Tableau III.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchant	53
Tableau III.5: Combinaisons d'action.....	62
Tableau III.6 : Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type1).....	66
Tableau III.7 : Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type1).....	67
Tableau III.8 : Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type2).....	68
Tableau III.9 : Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type2).....	68
Tableau III.10 : Sollicitation a l'ELU (étage courant type1).....	68
Tableau III.11 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type1).....	69
Tableau III.12 : Sollicitation a l'ELU (étage courant type2).....	69
Tableau III.13 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type2).....	70

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1: Coefficient d'Accélération de Zone A	79
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	80

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de comportement R.....	80
Tableau IV.4 : Valeur de facteur de qualité.....	81
Tableau IV.5: Tableau. Périodes et factures da participation massique modale.....	82
Tableau IV.6: Tableau représentatif de la période et la masse participante	84
Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient C_t	85
Tableau IV.8: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.....	86
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	87
Tableau IV.10: l'effort normal.....	88
Tableau IV.11: Effort tranchant sur les voiles de contreventement.....	88
Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux.....	89
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements au sens x-x.....	90
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements au sens y-y des résultats de ROBOT	91
Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.....	92
Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x.....	93
Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y.....	93
Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	94
Tableau IV.19: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x.....	95
Tableau IV.20: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.....	95

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	100
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.....	100
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	106
Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les .poteaux.....	107
Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.....	107
Tableau V.6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	109
Tableau V.7: Justification de la contrainte de cisaillement.....	110
Tableau V.8: Sollicitations de la poutre principale.....	114
Tableau V.9: Ferrailage des poutres principales.....	115
Tableau V.10: Vérification a l'ELS de la poutre principale.....	118
Tableau V.11: Ferrailage des poutre secondaire.....	119
Tableau V.12: Vérification a l'ELS de la poutre secondaire.....	121
Tableau V.13: Caractéristique géométrique des voiles.....	126

Tableau V.14: Calcul des sections d'armature verticale pour RDC, étage 1, étage 2....	127
Tableau V.15: Choix des armatures verticales pour les voiles pour RDC, étage 1, étage2 .	127
Tableau V.16 : Choix des armatures horizontales pour RDC, étage 1, étage 2.....	128
Tableau V.17 : Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.....	129

Chapitre V: Etude des fondations

Tableau VI.1 : Sollicitations.....	135
---	-----

Chapitre V: Étude expérimentale de l'amélioration de la compressibilité d'une argile

Tableau VII.1 : Résultats de l'essai de la limite de liquidité.....	152
Tableau VII.2 : Résultats de l'essai de la limite de plasticité.....	152
Tableau VII.3 : classification de l'indice de plasticité.....	153
Tableau VII.4: Résultats de l'essai œdométrique.....	154
Tableau VII.5: les charges utilisées durant l'essai oedométrique	155
Tableau VII.6 : Exploitation des résultats suivant l'indice de gonflement C_g et l'indice de compression C_c	155
Tableau VII.7 : Résultats des essais oedométriques pour l'argile- fibre.....	157
Tableau VII.8 : Résultats des essais oedométriques pour argile- ciment.	157
Tableau VII.9 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 5 % de ciment.....	159
Tableau VII.10 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 10 % de ciment.....	159
Tab.VII.11 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 15 % de ciment.....	159

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment	04
Figure I.2: Plan en élévation.....	05
Figure I.3: Plan d'étage courant.	05
Figure I.4: Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.	06
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitent de la section. : règle des trois pivots.....	09
Figure I.6: Module de déformation instantané et différée.....	14
Figure I.7: Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	15
Figure I.8: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.....	16
Figure I.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	17

Chapitre II: Pré-dimensionnement évaluation de charge.

Figure II.1: Plancher à corps creux.....	21
Figure II.2: Poutrelle.....	22
Figure II.3: Schéma statique de l'acrotère.....	24
Figure II.4: Schéma de l'escalier.....	25
Figure II.5: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan)	30
Figure II.6: Surface afférente du poteau.....	30
Figure II.7: Schéma statique de la descente de charge.....	32
Figure II.8: Coupe de voile en élévation.....	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Type d'acrotère.....	38
Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	43
Figure III.4: Diagrammes de L'effort tranchant l'ELU.....	45
Figure III.5 : Diagrammes de moment fléchissant à l'ELU.....	45
Figure III.6: Schéma de ferrailage d'escalier.....	51
Figure III.7: Schéma de ferrailage de balcon.....	57
Figure III.8: Diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière.....	58
Figure III.9: Schéma de ferrailage.....	61
Figure III.10: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).....	67

Figure III.11: Evaluation des moments type 02(plancher terrasse).....	68
Figure III.12: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher Etage courant).....	68
Figure III.13: Evaluation des moments type 02 (plancher Etage courant).....	69
Figure III.14: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	70
Figure III.15: Schéma de Ferrailage de poutrelle.....	73
Figure III.16: Ferrailage de la table de compression	74

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 : Vue 3D de structure.....	78
Figure IV.2: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.....	82
Figure IV.3 : Premier mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).....	83
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).....	83
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).....	84
Figure IV. 6 : Relation entre la période empirique et analytique.....	85
Figure IV.7: Distribution de l'effort Normal.....	88
Figure IV.8 : Distribution de l'effort tranchant.....	89
Figure. IV.9 : Résumé des résultats de ROBOT.....	90
Figure IV.10 : Résumé des résultats de ROBOT.....	90
Figure IV.11 : Résumé des résultats de ROBOT.....	92
Figure IV.12 : Moment stabilisant et moments de renversements.....	93

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Figure V.1: Schéma de cadres.....	112
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux (45×45).....	112
Figure V.3: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.....	112
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	119
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	122
Figure V.6: Disposition des voiles.....	125
Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile	129

Chapitre VI : Etude de la fondation

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	122
---	-----

Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante sous poteaux	133
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la semelle filant sous poteaux.....	135
Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile.....	136
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la semelle filante	137
Figure VI.6: Schéma de Ferrailage de longrine.....	139
Figure VI.7: Vue en 2D de la semelle filante.....	139

Chapitre VII : Étude expérimentale de l'amélioration de la compressibilité d'une argile

Figure VII.1: Désordres dus au phénomène	142
Figure VII.2: Fissuration de la chaussée.....	143
Fig.VII.3 : Les types de compactage.	144
Fig.VII.4 : Classification des liants.....	145
Fig.VII.5: Technique de la stabilisation par géotextiles.	149
Fig. VII.6: Appareil de Casagrande et les différents outils.....	151
Fig.VII.7: Essai pour la détermination de la limite de liquidité.	152
Fig.VII.8 : Essai pour la détermination de la limite de plasticité.....	152
Fig.VII.9: Classification IP selon l'abaque de casagrande.....	153
Fig VII.10 : Bâti oedométrique.....	154
Fig. VII.11 : Courbe de compressibilité de l'argile non traité.	155
Fig.VII.12 : Effet des fibres sur caractéristiques de compressibilité.....	156
Fig.VII.13 : Effet des teneurs en ciment sur caractéristiques de compressibilité.....	157
Fig.VII.14 : Effet des mélanges ciment-fibre sur caractéristiques de compressibilité.....	158

Résumé

La réhabilitation des sols argileux a pour objectif d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques afin de supporter des constructions telles qu'un bâtiment R+8 à usage polyvalent. Étant sensibles aux variations d'humidité, ces sols nécessitent des traitements spécifiques comme l'utilisation de chaux, de ciment ou de laitier de haut fourneau (GGBS), ainsi que des solutions de drainage ou l'option de fondations profondes. L'étude comprend l'analyse du sol, la conception des fondations et l'adaptation des techniques appropriées pour assurer la stabilité, la sécurité et la pérennité de la structure. Cette étude comprend également une étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (RDC + 8 étages), qui sera implanté à la wilaya de MILA classée comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ROBOT 2026, RPA99 V2003, BAEL91.

Abstract

The rehabilitation of clay soils aims to improve their mechanical properties to support structures such as an 8-storey multipurpose building. Due to their sensitivity to moisture variations, these soils require specific treatments like lime, cement, or ground granulated blast furnace slag (GGBS), as well as drainage solutions or deep foundation alternatives. The study includes soil analysis, foundation design, and the adaptation of suitable techniques to ensure the structure's stability, safety, and durability. It also covers the design of a reinforced concrete residential building (Ground floor + 8 floors), to be constructed in the Wilaya of **Mila**, classified as a moderate seismic zone (**Zone IIa**). Structural resistance to horizontal and vertical loads is ensured through a shear wall bracing system.

Keywords: Building, Concrete, ROBOT 2026, RPA99 V2003, BAEL91.

ملخص

يهدف إعادة تأهيل التربة الطينية إلى تحسين خصائصها الميكانيكية لدعم إنشاءات مثل مبنى متعدد الأغراض R+8. ونظرًا لحساسيتها لتغيرات الرطوبة، تتطلب هذه التربة معالجات خاصة مثل استخدام الجير أو الأسمنت أو خبث أفران الصهر (GGBS)، بالإضافة إلى حلول تصريف أو خيار الأساسات العميقة. تشمل الدراسة تحليل التربة وتصميم الأساسات وتكييف التقنيات المناسبة لضمان استقرار الهيكل وسلامته ومتانته. كما تشمل الدراسة دراسة مبنى سكني من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 8 طوابق)، والذي يقع في ولاية **ميلة** المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة (**المنطقة IIa**). يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية من خلال نظام تدعيم باستخدام جدران حاملة.

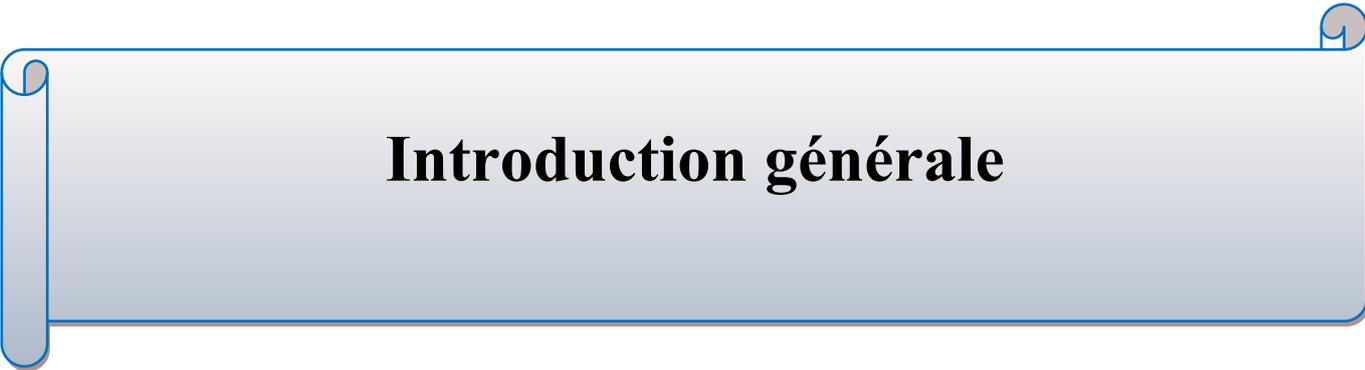
الكلمات المفتاحية : العمارة، الخرسانة ، ROBOT 2026 ، RPA 99 v2003، BAEL91 .

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

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

N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
D	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
A	Côte du poteau carré.
B	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.

τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.
C	Ciment
F	Fibre de polypropylène

A decorative horizontal scroll bar with a light blue gradient and a dark blue border. It features rounded ends and small circular details at the corners, resembling a scroll. The text "Introduction générale" is centered within the scroll.

Introduction générale

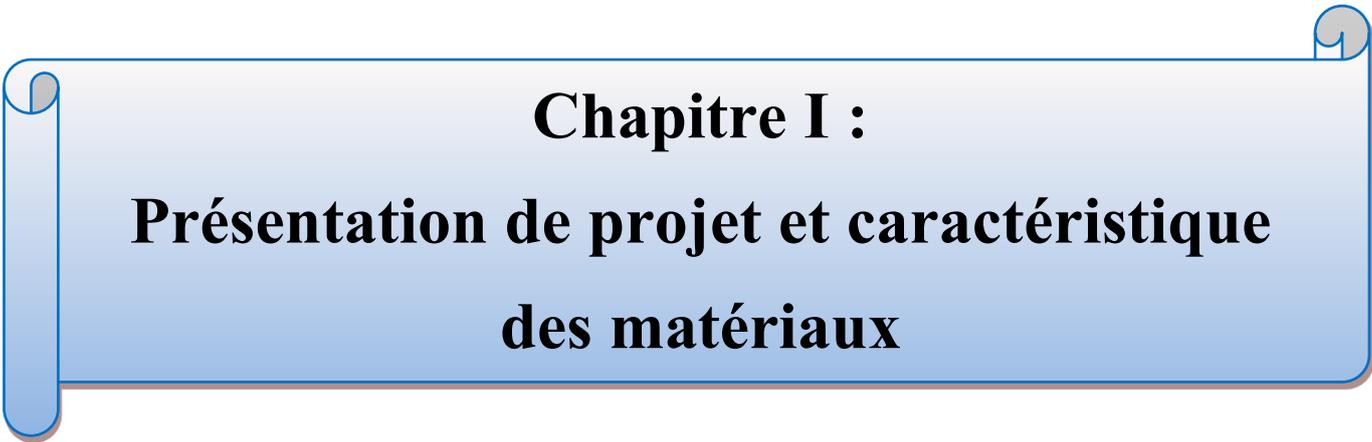
Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de 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 les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93 [3], BAEL91 [2], RPA99 version 2003 [1], DTR [4].

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+8 Contreventer par des voiles porteur, Après une descende des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT2026 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 [3] et le RPA99/version 2003 [1]. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en Sept chapitres, le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ROBOT2026. Le chapitre cinq nous allons étudier ferrailages des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT2026, le Sixième chapitre est consacré pour l'étude de la fondation.

Et enfin, dans le dernier chapitre on exposons les résultats des essais oedométriques réalisés sur une argile naturelle d'Ouled El Kaim (Mila), en y incorporant différents pourcentages de fibres de polypropylène (0 %, 0,4 %, 0,7 % et 1 %) d'une part, et différents taux de ciment (0 %, 5 %, 10 % et 15 %) d'autre part. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et de courbes, suivie d'une conclusion générale.



Chapitre I :
Présentation de projet et caractéristique
des matériaux

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste en une étude d'un bâtiment R+8 en béton armé. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de **Mila**, située en zone sismique moyenne (zone IIa) selon le RPA 99/2003. Le site choisi est considéré comme meuble (S3) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon la classification du RPA (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux, de hauteur ne dépassant pas 48 m). Le contreventement sera assuré par une structure en portique contreventer par des voiles. Les plans et coupes des étages de la structure à concevoir sont illustrés dans les figures suivantes :

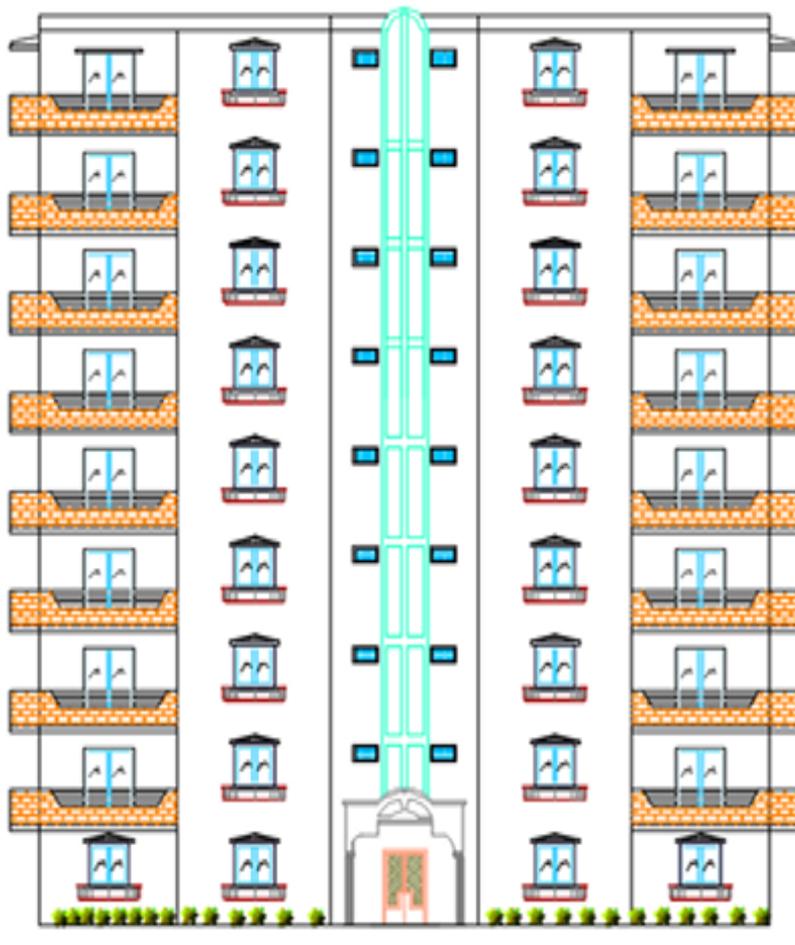


Figure I.1: Vue de la façade principale du bâtiment.

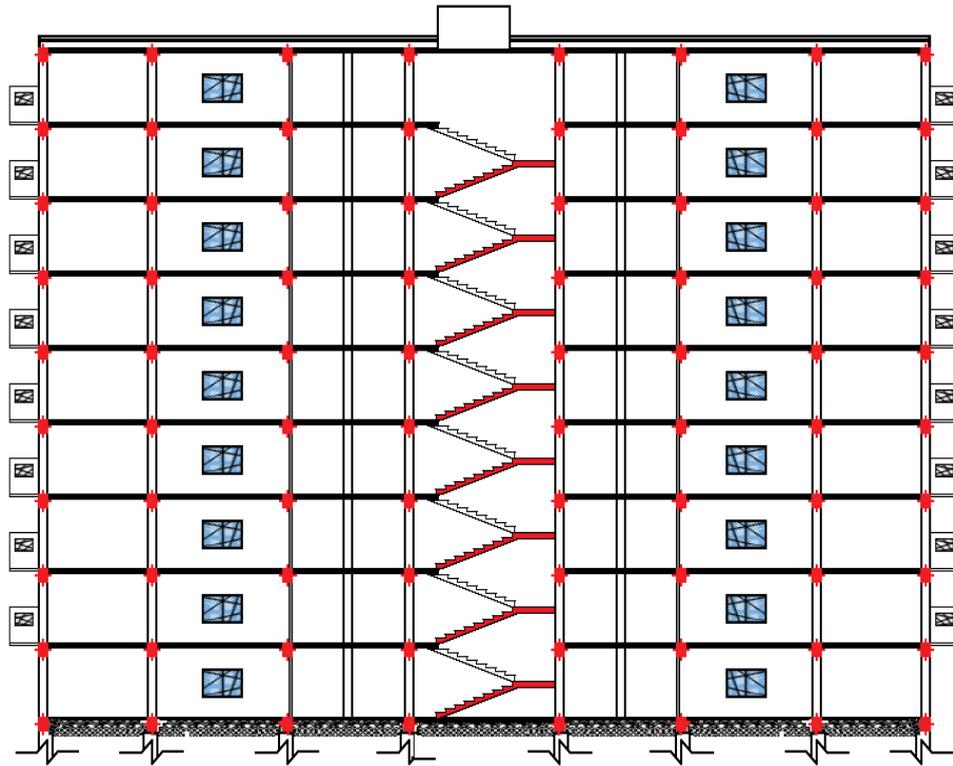


Figure I.2: Plan en élévation.

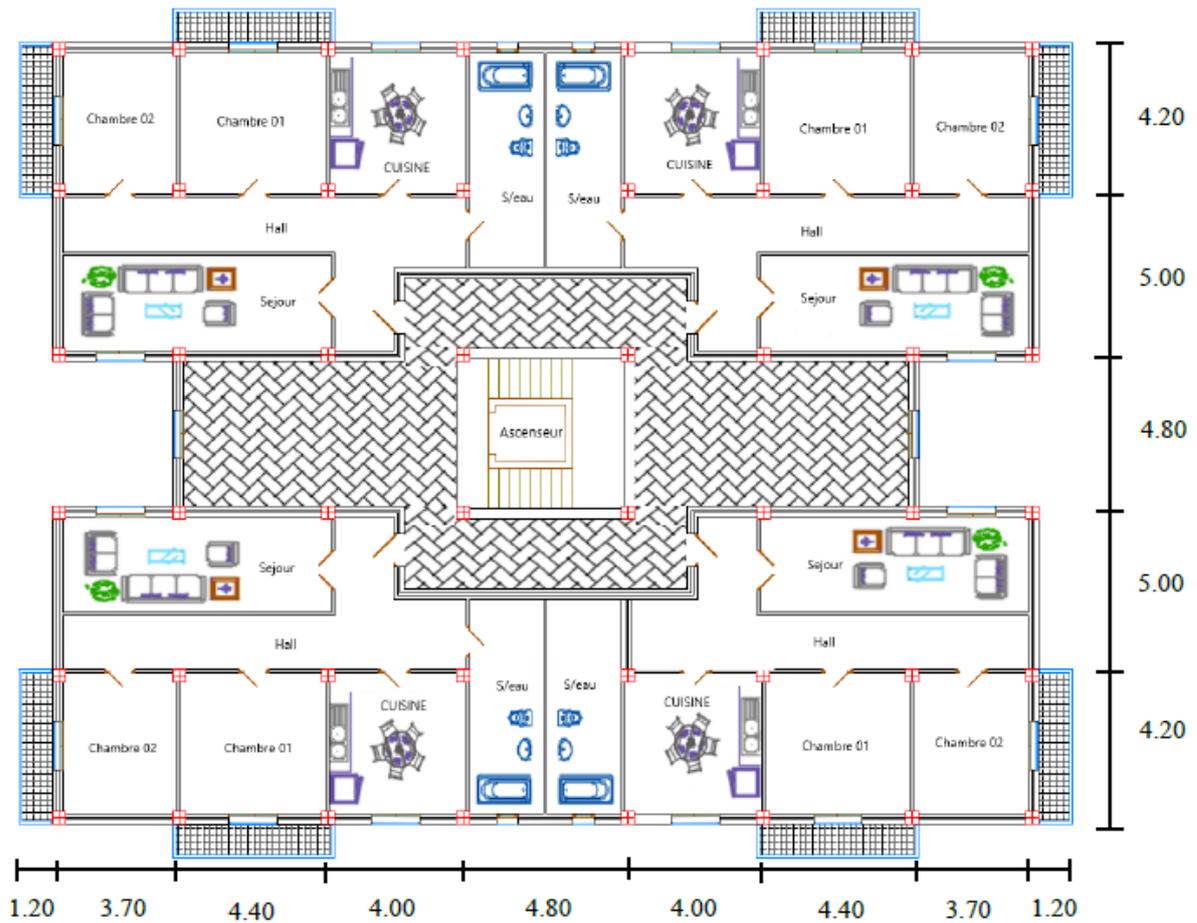


Figure I.3: Plan d'étage courant.

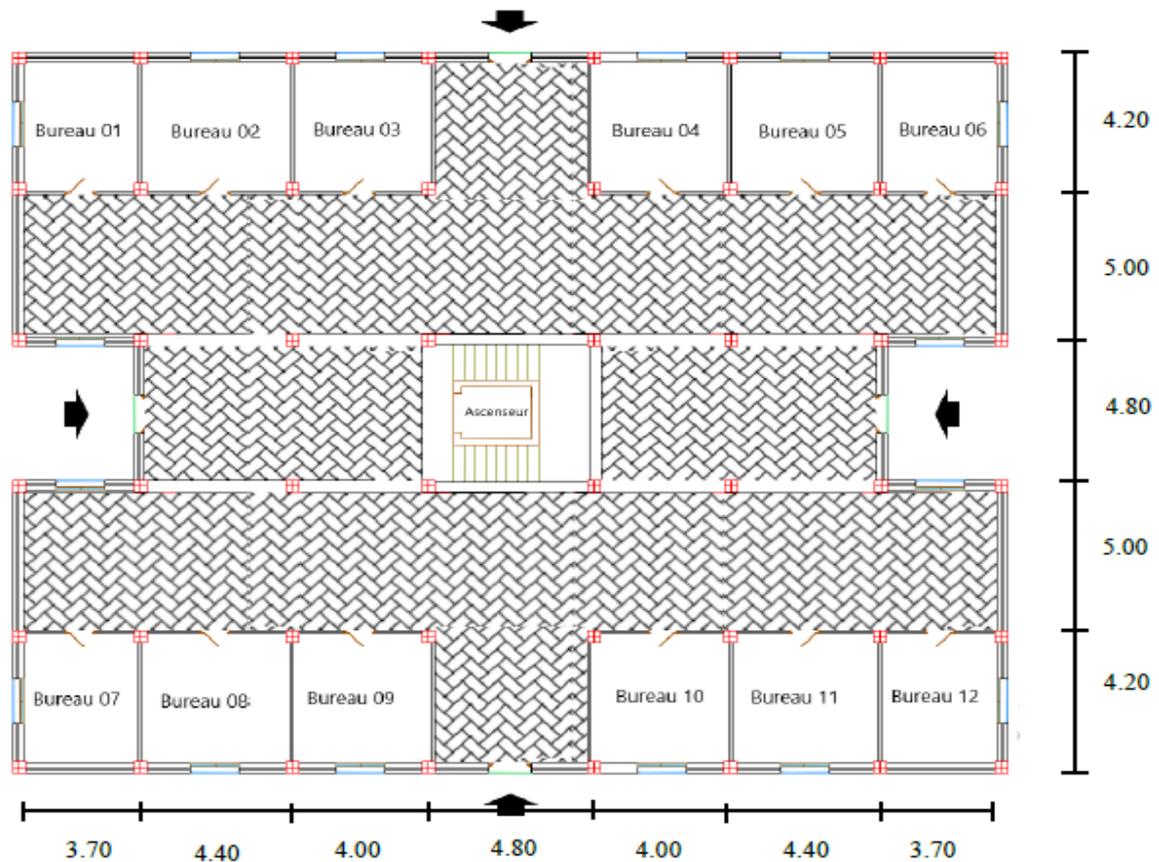


Figure I.4: Vue en plan de RDC et étage courant du bâtiment.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

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

- Largeur totale de bâtiment $B= 23.30$ m,
- Longueur totale de bâtiment $L= 29.00$ m,
- Hauteur totale du bâtiment $H_t= 27.54$ m,
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC}= 3.06$ m,
- Hauteur d'étage courant..... $h_e= 3.06$ m,
- Hauteur de l'acrotère $h_{ACR}=0,60$ m,
- Cage d'escalier..... $(4.8 \times 4.8) \text{ m}^2$.

I.4 Caractéristiques géométriques du sol

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

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{sol} = 2$ bar pour un ancrage de 1.5m,
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8t / \text{m}^3$,
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 39^\circ$,
- La cohésion $C = 10$ kPa (sol pulvérulent).

I.5 Description de l'ossature

• Conception structurales

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

• Planchers

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine : utilisé pour les balcons.

• Poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

• Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

• Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 4^{ième} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

• Murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

• Revêtement

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

- **Voiles**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes

Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

Limite les tassements.

Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

- **Acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de la hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Isolation**

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

I.6 Règles et hypothèses de calcul

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

I.6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone **Ila**. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant 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.

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

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

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

a. Etats limites ultimes (ELU)

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

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

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

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

a.1 Hypothèses

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

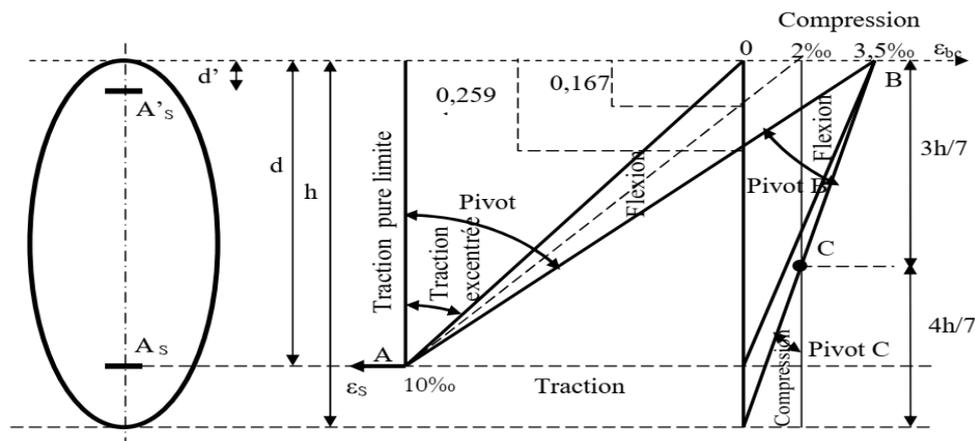


Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section. : règle des trois pivotes.

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

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

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

b. Etat limite de service

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

Résistance à la compression du béton.

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

$$q = G+Q.$$

b.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$) [2].

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

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

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

b) Action variable

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

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

- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

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

- Le séisme « E » [3 ,4,5].

I .6.4. Combinaison d'action

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

- **Pour les plancher**

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

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

A l'ELS : $G + Q$

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

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$: Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,8].

I .7.1 Béton

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

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

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

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs au de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [9].

I.7.1.2 Dosage du béton

Vous retrouverez les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons dans la norme **NF EN 206-1**.

Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1m^3 de béton ordinaire ($350\text{kg}/\text{m}^3$).

Cette formule a été fixée en 1906 par un règlement :

- Ciment : 350 kg
- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- L'eau de gâchage: 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre $2200\text{ Kg}/\text{m}^3$ et $2500\text{Kg}/\text{m}^3$ [6, 7,10]. Cette formulation conduit à un béton armé de densité à ($\rho = 25\text{ KN}/\text{m}^3$)

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

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

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

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

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm^2 de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm .

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

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

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

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

b) Résistance du béton à la traction

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

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

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

c) Déformation longitudinale du béton

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

c.1) Module de déformation longitudinale instantané

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

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

c.2) Module de déformation longitudinale différé

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

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

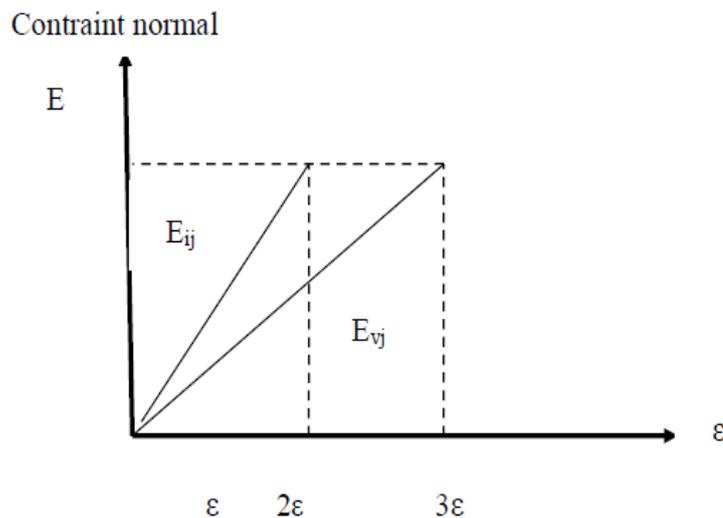


Figure I.6: Module de déformation instantané et différée.

c.3) Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

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

d) Coefficient de Poisson

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

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

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

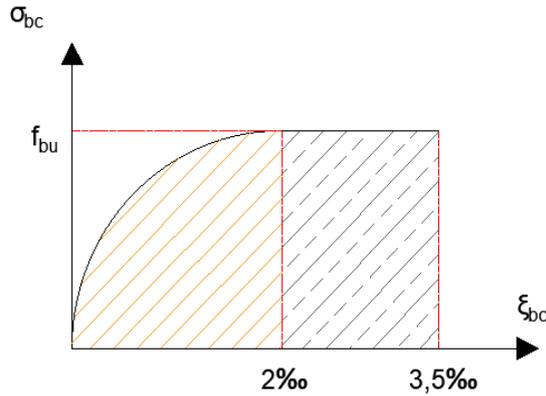


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

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

La contrainte limite ultime est donnée par:

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

Avec:

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

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

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

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

Le coefficient γ_b :

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

Pour $f_{c28} = 25MPa$:

- $f_{bu} = 14.20MPa$ en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47MPa$ en situation accidentelle.

f) Contrainte de cisaillement

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

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

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

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

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

➤ Dans le cas des armatures inclinées

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

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

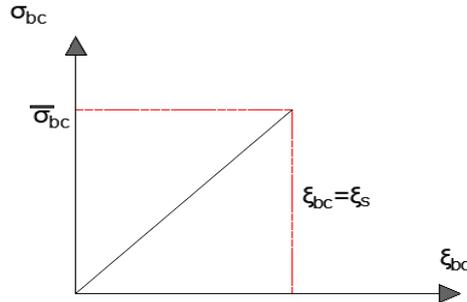


Figure I.8: Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS

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

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

I.7.2 Acier

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

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

I.7.2.1 Caractères mécaniques

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

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

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

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

Tableau I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	

Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier
	TLE 600	60	Voiles, Planchers, Dallage

a) Contraint limite de l'acier

a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

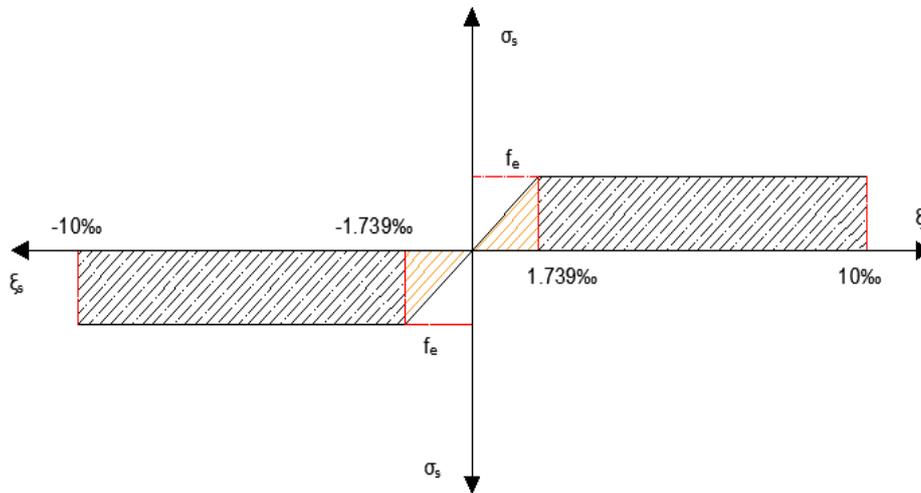


Figure I.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

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

Le coefficient γ_s :

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

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

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

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

Contraintes de traction

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

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

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

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

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

Avec : η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79\text{MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74\text{MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

• Béton

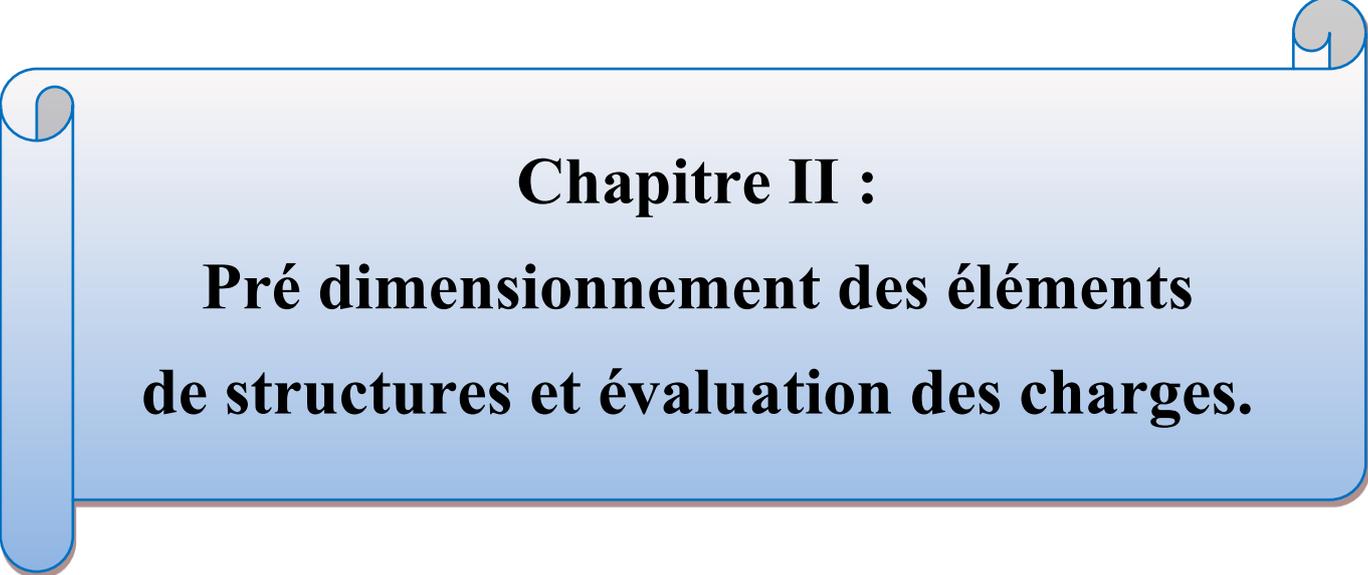
- Ciment CPJ dosé à 350 kg/m^3
- $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.20\text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195\text{ MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78\text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

• Acier

- Les barres (HA): Fe E400
- $\sigma_s = 348\text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ MPa}$

I.9 Conclusion

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant.



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

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux

II.2.1 Planchers

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

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

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

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

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher(Epaisseur).

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

$$L_{\max} = 4.40 \text{ m.}$$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22.5}$$

$$h_t \geq 19.55 \text{ cm}$$

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

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

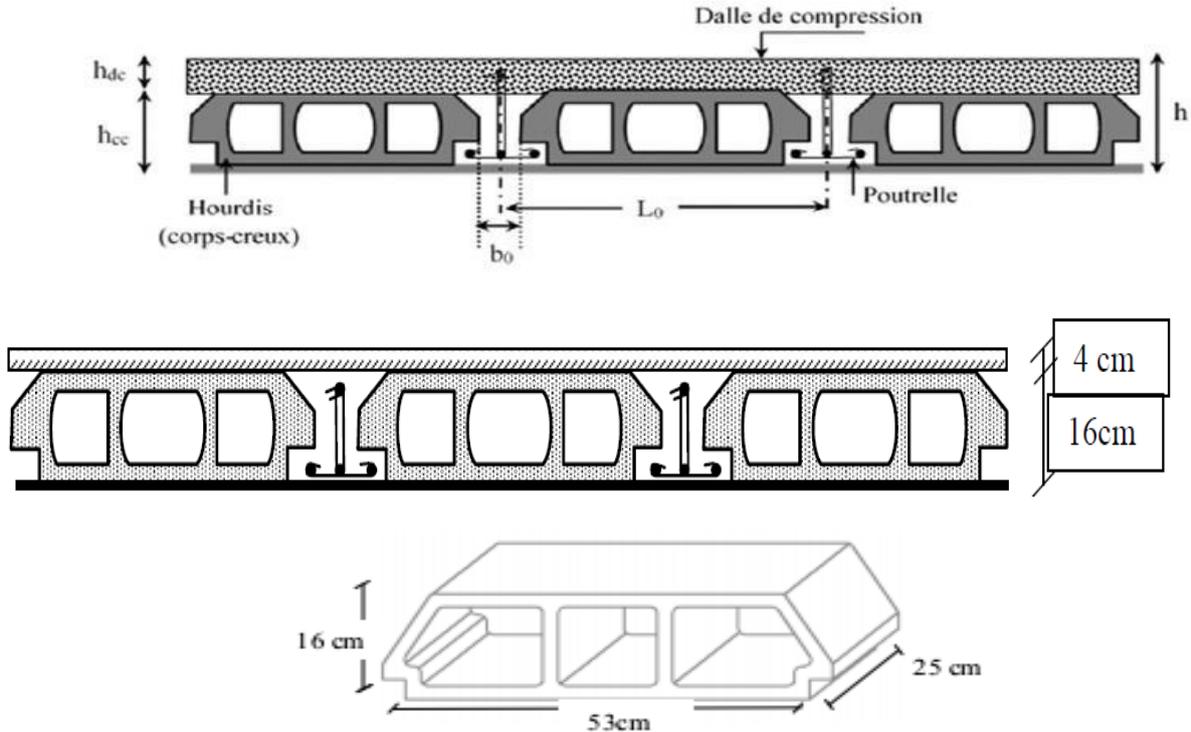


Figure II.1: Plancher à corps creux.

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

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

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

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

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

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

Avec :

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

L_{\max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 440 \text{ cm}$).

Tel que:

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

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{440}{10}\right) = \min(27.5; 44) \text{ cm}$$

On adopte:

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

Pour la vérification:

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

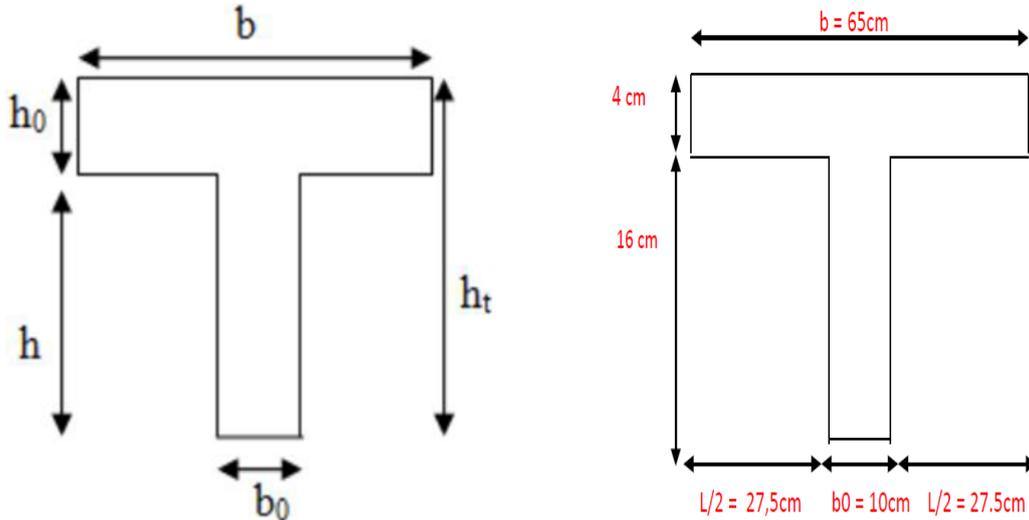


Figure II.2 : Poutrelle.

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)

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

a. Résistance au feu

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

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

b. Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul appui:

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : **$L_x = 1.20m$**

$$3.42 \leq e \leq 4cm$$

On admet que : **$e = 4 \text{ cm}$** .

c. Isolation phonique :

Selon les règles techniques «CBA93» [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à : **e = 15cm.**

$$e_{dalle} = \max(15; 4) \text{ cm}$$

$$e_{dalle} = 15 \text{ cm}$$

II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [4].

- **Plancher terrasse (16+4).**

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Gravillon Roulé (8/15)	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	—	0.01
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare Vapeur	0.01	0.01
7	Film Polyane	—	0.01
8	Plancher Corps Creux	0.16 + 0.04	2.80
9	Enduit de Platre	0.02	0.20
G (KN/m ²)			6.31

- **Plancher courant (16+4)**

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

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.02	0.36
4	Plancher corps creux	0.16 + 0.04	2.80
5	Enduit de platre	0.02	0.2
6	Cloisons légères	0.1	1
G (KN/m ²)			5.16

- **Murs extérieurs :**

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0.020	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.020	18	0.36
Charge permanente Totale				G_e = 2.52 KN/m²

• Murs intérieurs :

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

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit Ciment	0.020	18	0.36
2	Brique creux	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.020	18	0.36
Charge permanente Totale				G_e= 1.62 KN/m²

• Acrotère:

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

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

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.0685 \times 25) = 1.7125 \text{ KN/m}$$

$$\text{Périmètre du l'acrotère} = 1.474 \text{ m}$$

$$\text{Enduit en ciment : } e_p = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 20 \times 1.474 = 0.5896 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{acrotère}} = 2.3 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$G = 2.30 \text{ KN/m}$$

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

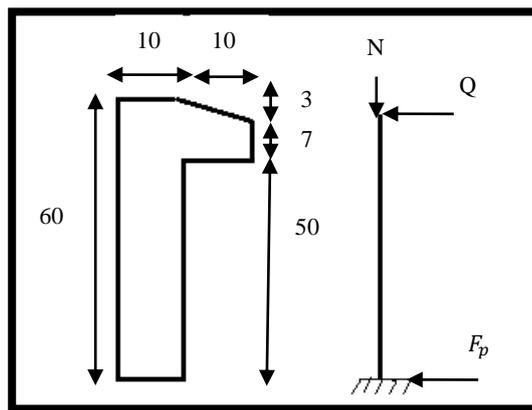


Figure II.3 : Schéma statique de l'acrotère.

Tableau II.5 : Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.5896
Béton	1.7125
TOTAL	2.3

• **Escalier :**

Les escaliers reliant les différents niveaux du bâtiment sont composés d'une paillasse et d'un palier de repos. Un escalier est une succession de plans horizontaux disposés en gradins, permettant de passer d'un niveau à un autre à pied.

Dans notre bâtiment à usage d'habitation, ce même type d'escalier est utilisé. Il s'agit d'un escalier droit, constitué de deux volées séparées par un palier de repos.

1 : e (Epaisseur du palier de repos)

2 : L₀ (projection horizontale de paillasse)

3 : g (Giron)

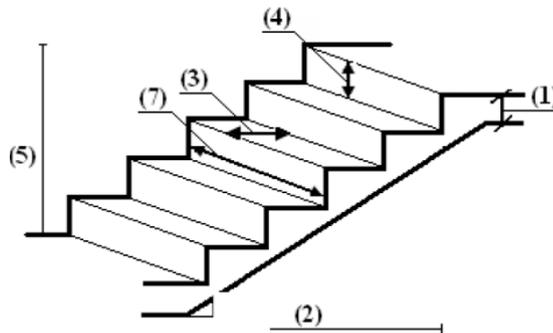
4 : h (Hauteur de la contre marche)

5 : H₀ (Hauteur de la volée)

6 : α (Inclinaison de la paillasse)

7 : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

**Figure II.4** : Schéma de l'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < 2h + g < 66$

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

H : hauteur de la volée

n : nombre de contre marche

L : La projection de la longueur de volée

Soit : $H = 1.53 \text{ m}$, $L = 2.4 \text{ m}$

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

$$3.06 (n-1) + 2.4 n = 0.64 n(n-1)$$

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

Donc:

On adopte:

$$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

9 contre marches, donc on aura : 8 marches

Note:

La longueur de palier : 1.5 m

- **Épaisseur de la volée (l'épaisseur de la paille):**

Elle est déterminée « e » respectant la condition de la flèche

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

$$L_p = 0.9 + 2.85 + 1.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$17.5 < e < 26.25$$

On prend : $e = 18 \text{ cm}$

- **Palier :**

Tableau II.6: évaluation des charges du palier.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques(KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.06

- **Paille:**

Tableau II.7 : évaluation des charges de la volée (la paille)

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques(KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36

4	Poids propre de la marche	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	$\frac{0.18}{\cos \alpha}$	25	5.17
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.85

- **Balcon :**

Tableau II.8: évaluation des charges du balcon.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle on BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.31

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- **Murs extérieurs:** 2.52 KN/m²
- **Murs intérieurs:** 1.62 KN/m²
- **Acrotère :** 2.3 KN/m²
- **Escalier :** G = 6.06 KN/m² (surcharge permanente pour palier de repos).
G = 8.85 KN/m² (surcharge permanente pour paillasse).
Q = 2.50 KN/m²
- **Balcon :** G = 5.31 KN/m²
Q = 3.50 KN/m²

II.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

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

a. Poutres principales

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

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

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

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 5.00 \text{ m}$)

D'où:

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \quad \text{Donc : soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

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

Donc on adopte une poutre principale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

b. Poutres secondaires

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

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

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 4.8 \text{ m}$)

D'où :

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 48 \quad \text{Donc : soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification:

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

Donc on adopte une poutre principale de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 99 version 2003:

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

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

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

Les conditions du RPA sont vérifiées donc les poutres secondaires à une section de **(30*35) cm²**.

II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91 [2], en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003) [1].
- Les exigences de RPA en **zone IIa**.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

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

Vérification : (R.P.A 99)

$$\text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{306}{20} = 15.30 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Descente de charges

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

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

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

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

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

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

Figure II.5: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).

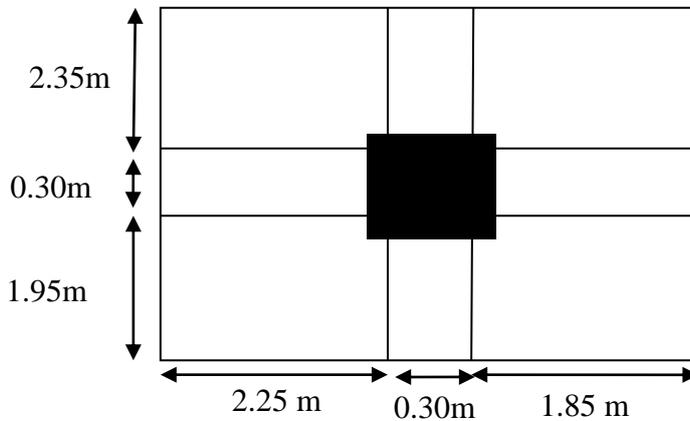


Figure II.6: Surface afférente du poteau.

Les poutres:

$$\begin{cases} G_{pp} = [(2.35 + 1.95) \times (0.30 \times 0.40)] \times 25 = 12.90 \text{ KN} \\ G_{ps} = [(2.25 + 1.85) \times (0.30 \times 0.35)] \times 25 = 10.76 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $G_{poutres} = 23.66 \text{ KN}$

Les poteaux:

$$G_{pot} = S \times h \times 25$$

Tableaux II-9 : Différentes sections de Poteau.

Étage	RDC et 1 ^{er}	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	8 ^{eme}
S (m ²)	0.2025	0.16	0.1225	0.09
h(m)	3.06	3.06	3.06	3.06
G _{pot} (KN)	15.49	12.24	9.37	6.885

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation:

- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 8^{ème} (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

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

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

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dégression des charges d'exploitation

Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
8	$Nq_0=1,00$	1
7	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
6	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
5	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
4	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
3	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
2	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6)$	7.75
1	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7)$	8.5
RDC	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7+ q_8)$	9.25

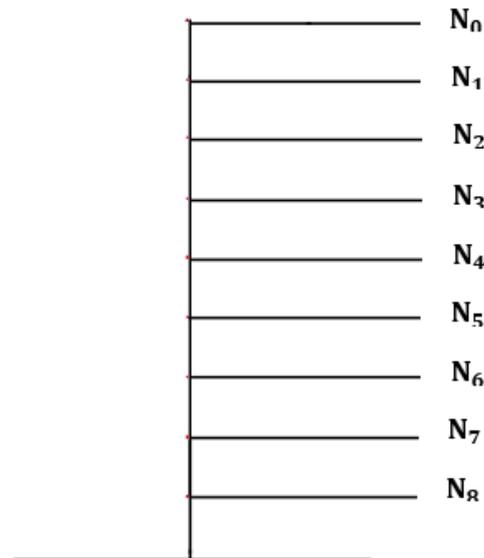


Figure II.7 : Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges :

Tableaux II-11: Descente de charge de poteau.

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge d'exploitation Q (KN)
8 ^{eme}	N ₀	Plancher terras	$17.63 \times 6.31 = 111.24$	$17.63 \times 1 = 17.63$
		Poutres	23.66	
	Total		134.90	17.63
7 ^{eme}	N ₁	Venant N ₀	134.90	$17.63 \times 2.5 = 44.07$
		Poteau	$0.09 \times 3.06 \times 25 = 6.885$	
		Plancher étage	$17.63 \times 5.16 = 90.97$	
		Poutres	23.66	
Total		256.415		
6 ^{eme}	N ₂	Venant N ₁	256.415	$17.63 \times 3.85 =$
		Poteau	9.37	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		380.415	67.87	
5 ^{eme}	N ₃	Venant N ₂	380.415	$17.63 \times 5.05 =$
		Poteau	9.37	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		504.415	89.03	
4 ^{eme}	N ₄	Venant N ₃	504.415	$17.63 \times 6.1 =$

		Poteau	9.37	107.54
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
		Total	628.415	
3 ^{eme}	N ₅	Venant N ₄	628.415	17.63 × 7 =
		Poteau	12.24	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		755.28	123.41	
2 ^{eme}	N ₆	Venant N ₅	755.28	17.63 × 7.75 =
		Poteau	12.24	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		882.15	136.63	
1 ^{er}	N ₇	Venant N ₆	882.15	17.63 × 8.5 =
		Poteau	12.24	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		1009.02	149.85	
RDC	N ₈	Venant N ₇	1009.02	17.63 × 9.25 =
		Poteau	15.49	
		Plancher étage	90.97	
		Poutres	23.66	
Total		1139.14	163.07	
en ELU			1.35 G = 1537.84	1.5 Q = 244.60
Effort normal à la base du poteau			N _U = 1782.44 KN	

Calcul de la capacité portante (\bar{N}) :

Etage	Dimension	Br (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	i (m)	L ₀ (m)	α	As(cm ²)	\bar{N} (KN)
8 ^{eme}	30 × 30	784	3.06	2.142	0.0866	24.7336	0.7728	6.272	1290.58
7 ^{eme}	35 × 35	1089	3.06	2.142	0.1010	21.2079	0.7918	8.712	1836.73
6 ^{eme}	35 × 35	1089	3.06	2.142	0.1010	21.2079	0.7918	8.712	1836.73
5 ^{eme}	35 × 35	1089	3.06	2.142	0.1010	21.2079	0.7918	8.712	1836.73
4 ^{eme}	40 × 40	1444	3.06	2.142	0.1154	18.5615	0.8047	11.552	2475.16
3 ^{eme}	40 × 40	1444	3.06	2.142	0.1154	18.5615	0.8047	11.552	2475.16
2 ^{eme}	40 × 40	1444	3.06	2.142	0.1154	18.5615	0.8047	11.552	2475.16
1 ^{er}	45 × 45	1849	3.06	2.142	0.1299	16.4896	0.8138	14.792	3205.21
RDC	45 × 45	1849	3.06	2.142	0.1299	16.4896	0.8138	14.792	3205.21

Vérification de la capacité portante :

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majeure de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau ci-dessous:

- $N_u = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1 N_{ultime}$

Etage	G (KN)	Q (KN)	N_{ultime}	$1.1N_{ultime}$	\bar{N}_u	$1.1N_{ultime} \leq N_u$ (KN)
8 ^{eme}	134.90	17.63	208.5600	229.4160	1290.58	C.V
7 ^{eme}	256.415	44.07	412.2652	453.4917	1836.73	C.V
6 ^{eme}	380.415	67.87	615.3652	676.9017	1836.73	C.V
5 ^{eme}	504.415	89.03	814.5052	895.9557	1836.73	C.V
4 ^{eme}	628.415	107.54	1009.6702	1110.6372	2475.16	C.V
3 ^{eme}	755.28	123.41	1204.7430	1325.2173	2475.16	C.V
2 ^{eme}	882.15	136.63	1395.8475	1535.4322	2475.16	C.V
1 ^{er}	1009.02	149.85	1586.9520	1745.6472	3205.21	C.V
RDC	1139.14	163.07	1782.4440	1960.6884	3205.21	C.V

ETAGE	$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$
8 ^{eme}	$0.0784 \text{ m}^2 \geq \frac{208.56 \times 10^3}{0.7728 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)} \times 10^6 = 0.012 \text{ m}^2$
7 ^{eme}	$0.1089 \text{ m}^2 \geq 0.024 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$
6 ^{eme}	$0.1089 \text{ m}^2 \geq 0.036 \text{ m}^2$
5 ^{eme}	$0.1089 \text{ m}^2 \geq 0.048 \text{ m}^2$
4 ^{eme}	$0.1444 \text{ m}^2 \geq 0.058 \text{ m}^2$
3 ^{eme}	$0.1444 \text{ m}^2 \geq 0.070 \text{ m}^2$
2 ^{eme}	$0.1444 \text{ m}^2 \geq 0.081 \text{ m}^2$
1 ^{er}	$0.1849 \text{ m}^2 \geq 0.092 \text{ m}^2$
RDC	$0.1849 \text{ m}^2 \geq 0.1028 \text{ m}^2$

II.3.3 Voile :**a. Définition et Pré-dimensionnement des voiles :**

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

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003(article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 15cm$$

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{22}) \quad (\text{Conditions de rigidité aux extrémités}).$$

Avec :

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

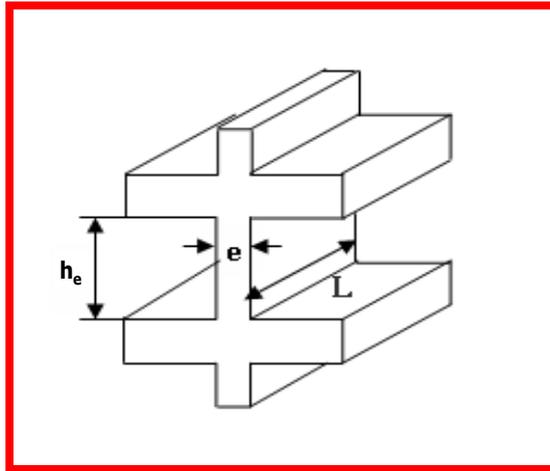


Figure II.8: Coupe de voile en élévation.

Exemple:

On a:

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} \dots\dots\dots \text{pour R.D.C et étage courant.}$$

$$\text{On a; } e \geq \frac{266}{22} \Rightarrow e \geq 12.09cm$$

On adopte:

e= 20 cmpour R.D.C et étage courant.

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

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

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

II.4 Conclusion :

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

a. Plancher :

Plancher à corps creux 16+4 cm.

b. Voile :

Un voile d'épaisseur de 20 cm.

c. Poutres :

Poutre principale : $b = 30$ cm ; $h = 40$ cm.

Poutre secondaire : $b = 30$ cm ; $h = 35$ cm.

d. Poteau :

La dimension de (45×45) cm² pour RDC, 1 niveaux.

La dimension de (40×40) cm² pour 2, 3, 4 niveaux.

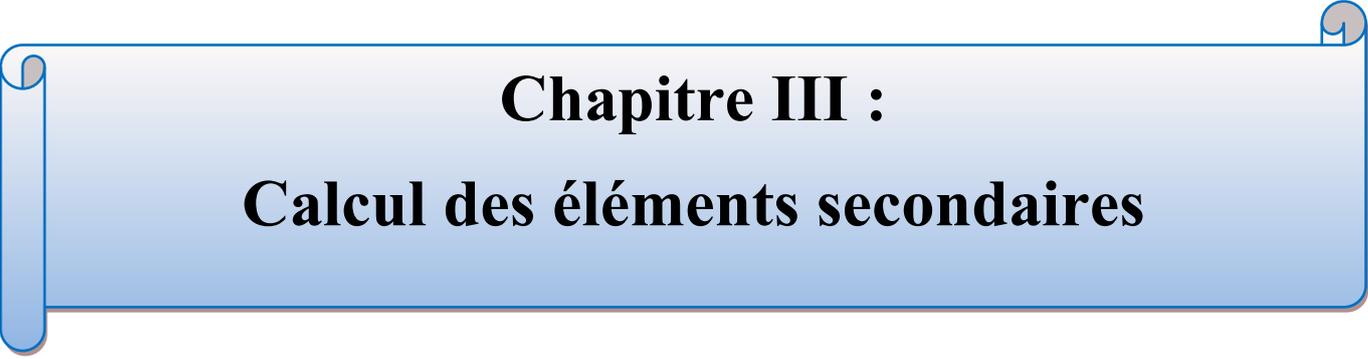
La dimension de (35×35) cm² pour 5, 6, 7 niveaux.

La dimension de (30×30) cm² pour 8 niveaux.

e. Escalier :

$e = 18$ cm pour la paillasse.

$e = 18$ cm pour le palier de repos.



Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

III Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans une structure, on distingue généralement deux catégories d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux, qui participent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires, qui ne jouent aucun rôle dans le contreventement de la structure.

Par conséquent, des éléments tels que l'escalier et l'acrotère sont considérés comme secondaires. Leur étude est donc indépendante de l'action sismique, puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise des efforts sismiques. Cependant, ils demeurent liés à la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul de l'acrotère

a) Introduction

L'acrotère est un élément structural qui borde le sommet du bâtiment. Il est conçu pour assurer l'étanchéité à la jonction entre le toit et la pente, en empêchant l'infiltration des eaux pluviales. Réalisé en béton armé, il est soumis à son poids propre ainsi qu'à une surcharge horizontale exercée par la main courante.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher de la terrasse, la section la plus sollicitée se situant au niveau de l'encastrement. Le dimensionnement se fait en flexion composée, sur une bande de 1 mètre linéaire.

Étant exposé aux intempéries, la maîtrise de la fissuration est essentielle. Par conséquent, le calcul sera mené à la fois à l'ELU (État Limite Ultime) et à l'ELS (État Limite de Service).

b) Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.30 \text{ KN/ml}$

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

c) Forces horizontales F_P sont calculée par la formule suivante

$F_P = 4A \times C_P \times W_P \dots \dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)}$

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

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

$W_P = G_{ac} = 2.30 \text{ KN/ml}$ (Poids propre de l'acrotère).

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.30 = 1.10 \text{ KN/ml}$

$F_P \leq 1,5Q$; $1.10 \leq 1,5$ (condition vérifiée)

Donc on fait le calcul avec Q .

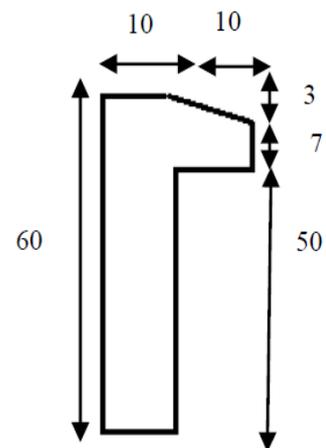


Figure III.1: Type d'acrotère

III.2.1. Sollicitations :**a) Etat limite ultime :**

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 2.30 = 3.105 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 N_Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m/ml}$$

b) Etat limite de service :

$$N_{\text{ser}} = N_G = 2.30 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = N_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.2 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire.

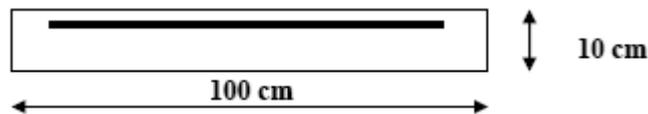


Figure III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère [6].

Les dimensions de la section :

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

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

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

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

- **Calcul à l'E.L.U :**

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

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

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.105} = 0.290 \text{ m}$$

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

Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{b \times h^3}{12}; B = b \times h; i = 0,029 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} < \max(50; \min[67 \times \frac{e_0}{h}; 100])$$

$$\lambda_{\max} < 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100$$

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

$$\alpha = 10(1 - (\frac{Mu}{1,5 \cdot Mser})) = 0$$

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

$$e_a > \max(2\text{cm}, \frac{l_0}{250}) = \max(2\text{cm}, \frac{60}{250}) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,29 + 0,02 = 0,31 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,31 + 0,0086 = 0,318 \text{ m}$$

On a :

$$\frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}) = 62 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

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

La sollicitation corrigée.

$$N_u' = 3,105 \text{ KN}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 3,105 \times 0,318 = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u' + N_u' \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ua} = 0,98 + 3,105 \times (0,09 - \frac{0,1}{2})$$

$$M_{ua} = 1,10 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,10}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^3 = 0,0096 \Rightarrow \mu = 0,0114 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

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

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

$$\alpha = 0,012$$

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

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

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

$$A_1 = \left(\frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,10 \times 10^6}{0,089 \times 10^3 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,35 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

$$A_u = (0,35 \times 10^2) - \frac{2,457 \times 10^3}{348} \times 10^{-2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 2,30 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,30} = 0,26 \text{ m}$$

$$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,30} = 0,26 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 26 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

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

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

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,6 + 2,30 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,69 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99du BAEL91 Art.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2(1 \times 0,042 \times 15 \times 0,066) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,069 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

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

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,069 \times 10^6}{0,074 \times 10^3 \times 201,63} \times 10^{-2} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,46 \times 10^{-4} - \frac{0,23 \times 10^{-2}}{201,63} = 0,34 \text{ cm}^2$$

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

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0,23b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Qui nous donne **4HA8** = 2,51cm²/ml espacée de 25cm

- **Armature de répartition :**

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

On adopte **4HA8** avec un espacement de 15 cm

- **Vérification au cisaillement:**

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

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

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

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

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

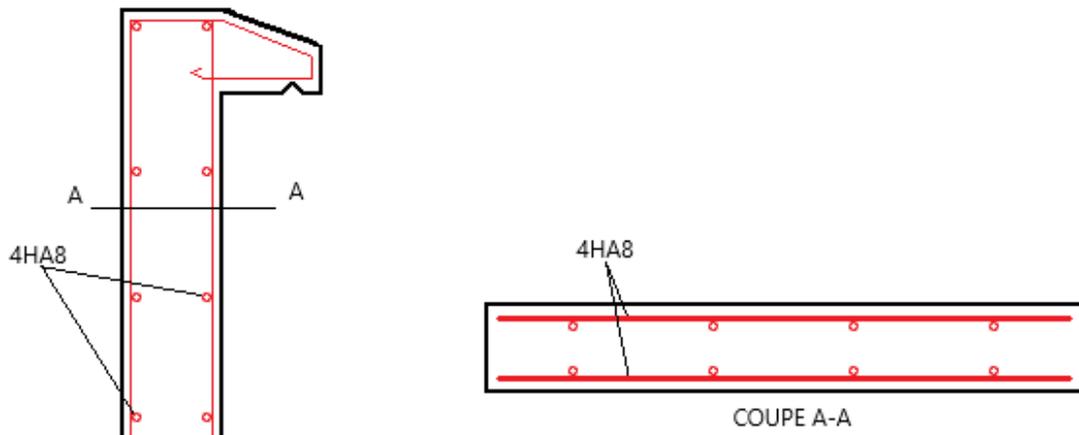


Figure III.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère [6]

III.3 Calcul des escaliers

III.3.1 Définition

Les escaliers représentent le moyen de circulation verticale le plus couramment utilisé. En effet, quel que soit le type de construction, ils demeurent essentiels : que ce soit comme moyen principal de circulation dans une maison individuelle, ou comme issue de secours ou d'usage secondaire dans les immeubles collectifs ou les établissements recevant du public.

Divers dispositifs permettent de franchir une différence de niveau, selon l'importance de la dénivellation et l'espace disponible, en allant de la pente la moins inclinée à la plus raide.

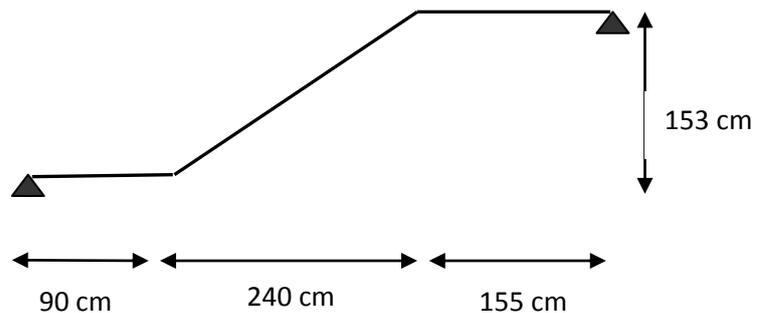
➤ Schéma statique

Palliasse : $G_1 = 8,85 \text{ KN/ml}$

$Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_2 = 6,06 \text{ KN/ml}$

$Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$





III.3.2 Charges et surcharges

Palliasse : $G_1=8,85 \text{ KN/m}^2$

: $Q_1=2,5 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G_2=6.06 \text{ KN/m}^2$

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

III.3.3 Combinaisons des charges

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

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 \Rightarrow 1,35 \times 8,85 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u1} = 15,70 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow q_{ser1} = 8,85 + 2,5$$

$$q_{ser1} = 11,35 \text{ KN/ml}$$

b) Palier

L'ELU

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 \Rightarrow 1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u2} = 11,93 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow q_{ser1} = 6,06 + 2,5$$

$$q_{ser2} = 8,56 \text{ KN/ml}$$

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

Combinaisons	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15,70	11,93
ELS	11,35	8,56

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

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

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

b) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Type N°1 :

ELU

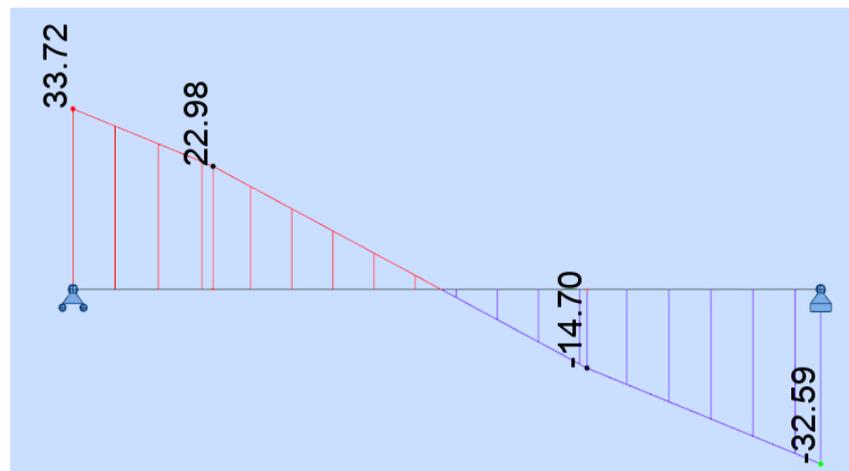
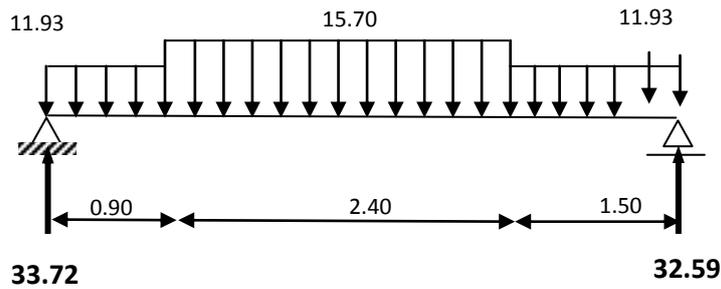


Figure III.4: Diagrammes de L'effort tranchant l'ELU

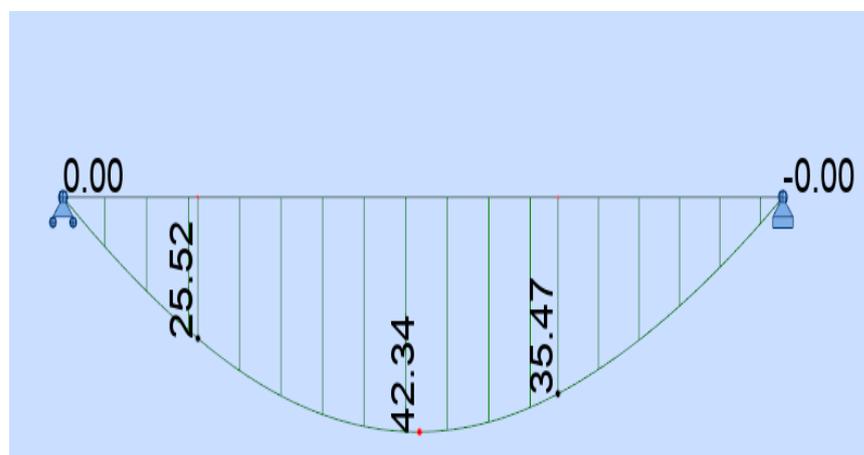


Figure III.5 : Diagrammes de moment fléchissant à l'ELU

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M_{\max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_{\max} (KN)
E.L.U	42,34	12.702	36.00	33.72
E.L.S	30.56	9.168	25.978	24.31

III.3.4 Calcul de ferrailage :

Type N°1 :

❖ Armatures longitudinales :

❖ Travée :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{36 \times 10^3}{14.17 \times (16.2^2 \times 100)} = 0.096 < 0.392$$

Section simplement armée.

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.126$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.949$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36 \times 10^3}{0.949 \times 16.2 \times 348} = 6.72 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}$$

On prend : **6HA12 ; 6.79cm²**

❖ Espacement :

$$S_t \leq \min\{3ep, 33\text{cm}\} = \min\{54, 33\} = 33\text{cm}$$

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

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA10 ; 5.50cm²**

❖ **Espacement entre les armatures :**

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

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

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

❖ **Ferraillage aux appuis :**

$$M_u = 12.702 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{12.702 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 16.2^2} = 0.034 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

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

$$A_u = \frac{12.702 \times 10^3}{0.98 \times 348 \times 16.2} = 2.3\text{cm}^2$$

Condition de fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{min}$$

On prend : **5HA12 ; 5.65 cm²**

Espacement :

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

$$S_t \leq \min\{54, 33\} = 33\text{cm}$$

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

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

On prend : **7HA10 S=5.50 cm²**

❖ **Espacement entre les armatures :**

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

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

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

❖ **Vérification à E.L.S :**

On vérifie que :

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

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

Travée:

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 6.79(16.2 - y) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1649.97 = 0$$

$$y = 4.81$$

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

$$I = \frac{100 \times 4.81^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (16.2 - 4.81)^2 = 16922.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{25.978 \times 10^5 \times 4.81}{16922.70 \times 10^2} = 7.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

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

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	25.978	6.79	4.81	16922.70	7.38	CV
Appuis	9.168	3.14	3.46	9025.41	3.51	

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{33.72 \times 10^3}{162 \times 1000} = 0.20 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0.20 < 3.33 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

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

Note : M_t : c'est le moment en travées à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{455} = 0.039 \leq 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.039 > \frac{22.903}{10 \times 26.945} \Leftrightarrow 0.039 > 0.085 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 16.2} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

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

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

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 2.8 \text{ m} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 11.53 \text{ kN.m} ; M_{0\text{ser}} = 13.56 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA} \\ E_i = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ pour: } L \leq 5.00 \text{ m} \\ L = 4.80 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96 \end{array} \right.$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I₀) :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \\ I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \left[6.79 \left(\frac{18}{2} - 1.8 \right)^2 \right] = 53879.90 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 16.2} = 0.00419 \\ \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00419 \times (2 + 3 \times 1)} = 5.01 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2.00 \end{array} \right.$$

Calcul des moments :

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{8.85 \times 4.8^2}{8} = 25.48 \text{ KN.m}$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en oeuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{6.06 \times 4.8^2}{8} = 17.45 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 25.978 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 25.48 \times 10^3}{16922.70} (16.2 - 4.81) \Rightarrow \sigma_{sg} = 257.24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 17.45 \times 10^3}{16922.70} (16.2 - 4.81) \Rightarrow \sigma_{sj} = 176.17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 25.978 \times 10^3}{16922.70} (16.2 - 4.81) \Rightarrow \sigma_{sp} = 262.27 \text{ MPA}$$

Calcul des paramètres (μ) :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 257.24 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.418$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 176.17 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.263$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 262.27 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.425$$

Calcul de l'inertie fissurée :

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 53879.90}{1 + 0.4 \times 5.01 \times 0.418} \Rightarrow I_{fv}^g = 32251.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 53879.90}{1 + 5.01 \times 0.418} \Rightarrow I_{fi}^g = 19154.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 53879.90}{1 + 5.01 \times 0.263} \Rightarrow I_{fi}^j = 25572.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 53879.90}{1 + 5.01 \times 0.425} \Rightarrow I_{fi}^p = 18939.96 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_i = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fi}} = \frac{18.23 \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 32251.61}$$

$$f_i = 0.422 \text{ cm} \leq F = \frac{l}{500} = 0.96 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

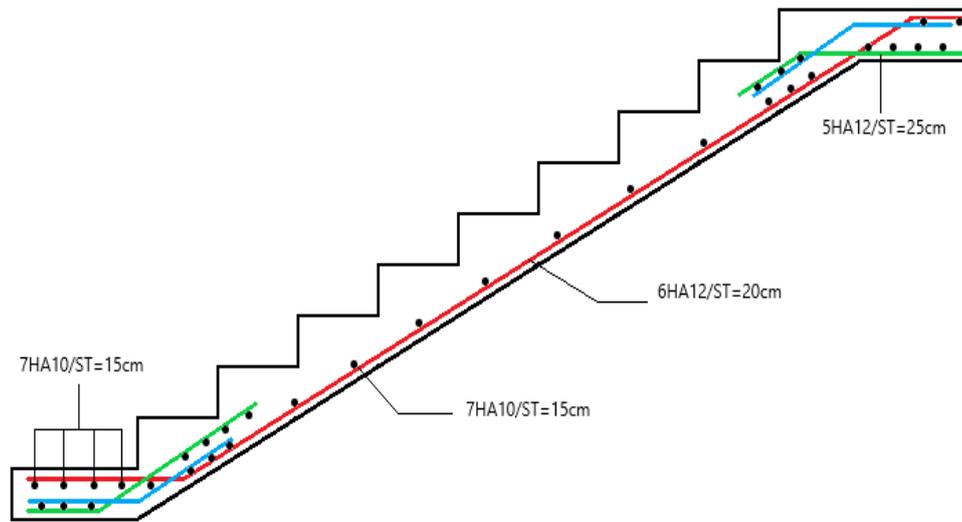


Figure III. 6: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4 Calcul du balcon :

III.4.1 Introduction :

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

La structure analysée comporte un seul type de balcon constitué d'une dalle pleine en porte-à-faux.

Elle est soumise aux actions suivantes :

- Son propre poids,
- Une surcharge d'exploitation,
- Une charge concentrée à son extrémité libre, correspondant au poids du garde-corps.
- Une force exercée par la main courante.

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastree à son extrémité de longueur de **1.20m** et d'épaisseur de **15 cm**.

$$Lx = 1,2m$$

$$Ly = 3,1$$

$$\rho = Lx/Ly = 120/310 = 0,387$$

$\rho = 0,387 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

III.4.2 Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle. **e = 15 cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
- Charge permanentes : **G₁ = 5.31 KN/m²**
- Surcharges sur le balcon : **Q₁ = 3.5 KN/m²**
- Charge de Mur : **G₂ = 1.62 KN/m²**
- Surcharges dus à la main courante : **Q₂ = 1 KN/m**

III.4.3 Sollicitations

Selon l'article 4.4.2 du RPA2003 relatif à la composante verticale de l'action sismique, les effets de cette composante doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux dont la longueur dépasse 1,50 m, et ce uniquement dans les zones sismiques IIb et III. Étant donné que notre projet ne se situe pas dans l'une de ces zones, il n'est donc pas nécessaire de considérer l'action sismique verticale dans nos calculs.

III.4.4 Combinaisons

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 \\ q_u = 1.35(5.31) + 1.5(3.5) \end{cases} \Rightarrow q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35G_2 \\ p_u = 1.35(1.62 \text{ kn/m}^2 \times 1.1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \end{cases} \Rightarrow p_u = 2.40 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) \end{cases} \Rightarrow Q_u = 1.50 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_s = G_1 + Q_1 \\ q_s = 5.31 + 3.5 \end{cases} \Rightarrow q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$\{p_s = G_2 \Rightarrow p_s = 1.62 \text{ KN}$$

$$\{Q_s = Q_2 \Rightarrow Q_s = 1 \text{ KN}$$

a) **Les moments et Les efforts tranchants :**

➤ **L'ELU :**

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\begin{cases} M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - 1.1 Q_u \\ M_u(x) = -6.21x^2 - 2.4x - 1.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u(0)_m = -1.65 \text{ KN.m} \\ M_u(1.2)_m = -13.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_u(x) = q_u x + p_u \\ T_u(x) = 12.42x + 2.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_u(0)_m = 2.4 \text{ KN} \\ T_u(1.2)_m = 17.30 \text{ KN} \end{cases}$$

L'ELS

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$:

$$\begin{cases} M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - 1.1 Q_s \\ M_s(x) = -4.40x^2 - 1.62x - 1.1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_s(0)_m = -1.1 \text{ KN.m} \\ M_s(1.2)_m = -8.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_s(x) = q_s x + p_s \\ T_s(x) = 8.81x + 1.62 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_s(0)_m = 1.62 \text{ KN} \\ T_s(1.2)_m = 12.2 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.5 Diagramme des moments et des efforts tranchant :

Tableau III.4 : Diagramme des moments et des efforts tranchant .

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.2	X=0	X=1.2
T(x) KN	2.4	17.30	1.62	12.2
M(X) KN.m	1.65	13.47	1.1	8.32

III.4.6 Calcul du ferrailage :**a) Armatures principale :**

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 13.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.47}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.47}{8.32} = 1.61$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.371$$

D'OU :

$$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_{lu} = 0.371 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée S. S. A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.052 < 0.371 \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6 \times (0.052)) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_L = \frac{M_u}{Z \times b \times f_{ed}} = \frac{13.47 \times 10}{0.135 \times 1 \times 348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7.92 cm²** avec $A_u = 7.92 \text{ cm}^2$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

b) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0.98 \text{ cm}^2$

Soit : **7HA10 = 5.50 cm²**

Soit : 7HA10 = 5.50 cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérifications :

❖ **A l'ELU :**

- **Condition de non fragilité**(BAEL91 A4.2) :

$$A_l \geq A_{min}$$

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

❖ **Vérification de disposition d'armature :**

Armature longitudinale :

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

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ C.V}$$

Armature de répartition :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ CV}$$

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

$$T_{u \max} = 17.30 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \text{ avec : } \bar{\tau} = \min(0.13f_{cj}; 5MPa)$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13(25); 5MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_U = \frac{17.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 < 3.25 MPa \dots \dots \dots cv$$

Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s, f_{t28} = 2.1 MPa$$

Avec :

$$\sum u_i = \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 cm$$

n : nombre des barres.

$$\tau_{ser} = \frac{17.30 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.90 MPa$$

Donc :

$$\tau_{ser} = 0.90 MPa < \overline{\tau_{se}} = 2.1 MPa \dots \dots \dots cv$$

❖ à L'ELS

Vérification des contraintes :

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

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

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

On a: $b=100cm$; $d=13.5 cm$; $M_{ser}=8.32KN.m$; $A_u=7.92cm^2$

La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{2} by^2 + \eta(y - c')A'_s - \eta(d - y)A_s = 0 \quad y = 3.44 cm$$

Moment d'inertie :

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

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

$$I = \frac{100 \times 3.44^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.32 \times 3.44}{7322.87} = 3.90 \text{ MPa}$$

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

La contrainte maximale dans les aciers tendus :

On doit vérifier que :

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

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times 8.32 \times 10^6 \times (135 - 34,4)}{7322,87 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 171.44 \text{ MPa}$$

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

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 & \text{CV} \\ \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{13.47}{10 \times 13.47} = 0,1 & \text{CV} \\ \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0,015 & \text{CV} \end{array} \right.$$

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

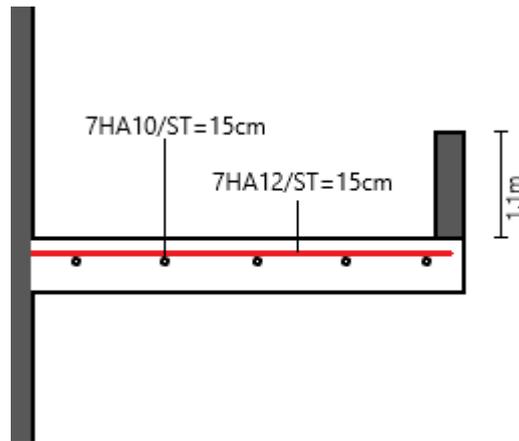


Figure III.7: Schéma de ferrailage de balcon.

III.5 Etude de la poutre palière :

III.5.1 Définition :

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

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie [8].

III.5.2 Pré dimensionnement :

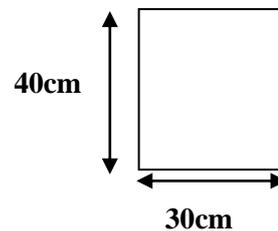
- D'après le BAEL :

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

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h \leq 48 \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30\text{cm}$$



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

- D'après le RPA :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \Rightarrow \text{cv}$$

On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.5.3 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_{poutre} = (0.30) \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$$

$$G_{MUR} \times H_{MUR} = 1.53 \times 2.52 = 3.85 \text{ kN/ml}$$

$$P = 41.83 \text{ KN/ml}$$

Charge linéaire du palier :

$$R = 32.59 \text{ kN/ml}$$

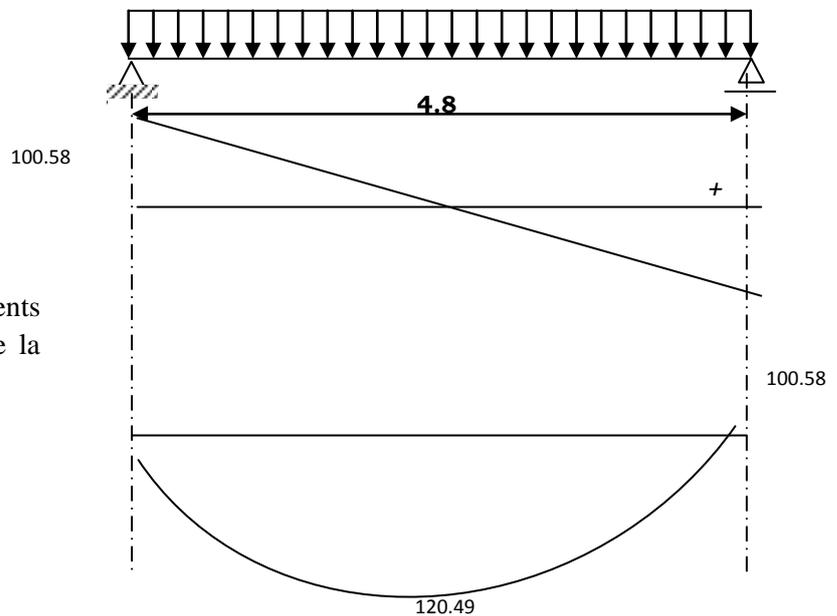


Figure III.8: Diagrammes des Moments fléchissant et de l'Effort tranchant de la palière.

Réaction d'escalier ou niveau du palier :

E. L. U:

$$R_A = 32.59 \text{ KN}$$

E. L. S :

$$R_A = 23.66 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35(G_{maçonnerie} + G_{poutrepalière}) + R$$

« **R** » déjà majoré (1.35) dans le calcul d'escalier.

$$P_u = 1.35(3 + 3.85) + 32.59$$

$$P_u = 41.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \max\left(\frac{P_u \cdot L^2}{8}\right)$$

$$P_{ser} = (G_{maçonnerie} + G_{poutrepalière}) + R$$

« **R** » en cas ELS dans le calcul d'escalier.

$$P = (3 + 3.85) + 23.66$$

$$P = 30.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \max\left(\frac{P_{ser} \cdot L^2}{8}\right)$$

Donc :

	M_u (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
E.L.U	120.47	60.24	102.41	100.58
E.L.S	87.86	43.93	74.68	73.41

III.5.4 Ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

$h=40$ cm; $d=0,9h=36$ cm; $c=0,1h=4$ cm; $\sigma_b = 14,20$ MPa

a.1 En travée :

$$M_t = 102.41 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{102.41 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.2} = 0.185 < 0.392$$

$$\mu = 0,185 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) = 0.257$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.257) = 0.897$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{102.41 \times 10^3}{0.897 \times 36 \times 348} = 9.11 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T16= 12.06 cm²**

a.2 Sur appuis :

$$M_a = 60.24 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0.109 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.109}) = 0.144$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.144) = 0.94$$

$$A_s = 5.11 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T14= 6.16 cm²**

b. Armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 11.42 \text{ mm} \\ \varphi_{lmin} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc on prend : } \varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\varphi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times \frac{40}{2} \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } \varphi = 8 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{A_t = 2.01 \text{ cm}^2}$$

☞ **Calcul des espacements : (BAEL91/99)**

$$7\text{cm} \leq S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$7\text{cm} \leq S_t \leq 32.4\text{cm}$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Par condition :

$$S < \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm} \text{ (Zone nodale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ (Zone courante)}$$

$$S' = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} S = 10 \text{ cm} & (L_{ZN} = 2 \times h = 80 \text{ cm}) \\ S' = 15 \text{ cm} & (L_{ZC} = 1,35 \text{ m}) \end{cases}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

a. Vérification de la contrainte :

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée :

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2; M_{ser} = 74.68 \text{ kN.m}; b = 30 \text{ cm};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \quad \Rightarrow y = 15.66 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 113245.047 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{74.68 \times 10^5 \times 15.66}{113245.047 \times 10^2} = 10.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 15 \frac{74.68 \times 10^5}{113245.047 \times 10^2} (36 - 15.66) = 201.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \quad \Rightarrow OK$$

a.2 Sur appuis :

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2; M_{ser} = 43.93 \text{ kN.m}; b = 30 \text{ cm};$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \quad \Rightarrow y = 12.12 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 70427.59 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

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

$$\sigma_b = 7.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

$$\sigma_a = 223.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min\{A_s^t; A_s^a\} = A_s^a = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{min}} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 < 6.15 \text{ cm}^2$$

A_s^t : Sections des armatures en travées.

A_s^a : Sections des armatures en appuis.

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

Remarque : M_t (Moment en travées l'ELS).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,80} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow Ok$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,78}{30 \times 36} = 0,00998 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow OK$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t-ser}}{10M_{0-ser}} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,0833 > \frac{M_{t-ser}}{10M_{0-ser}} = \frac{71,68}{10 \times 88,10} = 0,0813 \Rightarrow Ok$$

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 100.58 \text{ kN}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{100.58 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.931 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow Ok$$

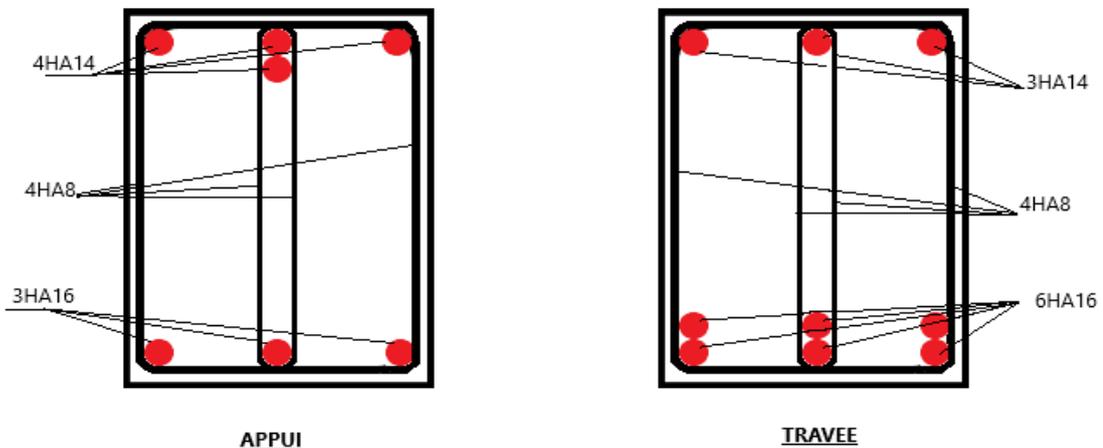


Figure III.9: Schéma de ferrailage

III.6 Etude du plancher :

III.6.1 Définition :

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

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

III.6.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

- **Plancher terrasse inaccessible:**

$$G_{\text{terrasse}} = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G_{\text{terrasse}} \times b = 6.31 \times 0.65 = 4.10 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant:**

$$G_{\text{étage courant}} = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$G = G_{\text{étage courant}} \times b = 5.16 \times 0.65 = 3.35 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

- **Les combinaisons d'action:**

$$\text{ELU: } P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS: } P_s = G + Q$$

Tableau III.5: Combinaisons d'action.

Designation	Terrasse inaccessible(KN/m)	Etage courant(KN/m)
ELU	6.51	6
ELS	4.75	4.33

III.6.3 Disposition et type des poutrelles

Disposition des poutrelles:

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères:

Le critère de la petite portée: Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Le critère de continuité: Si les deux sens ont les mêmes dimensions ,alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis .

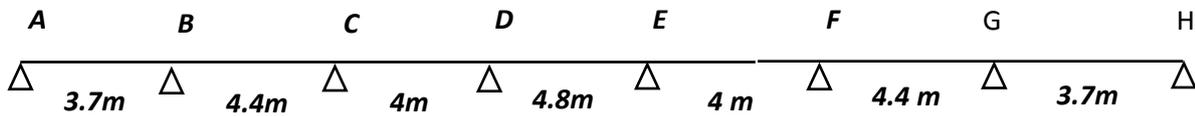
Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

Différent types de poutrelles:

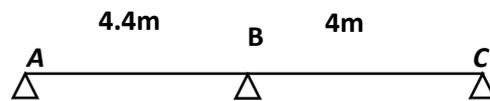
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

Plancher terrasse inaccessible : on 2 type de poutrelles:

Type 1 :

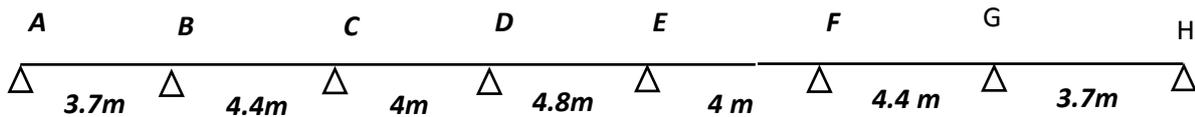


Type 2 :

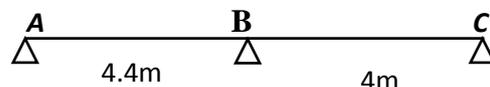


b. Etage courant + RDC : on 2 type de poutrelles:

Type 1 :



Type 2 :



III.6.4. Choix de la méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers a surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.

Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers a surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée. Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs(Méthode forfaitaire) . [8].

Méthode forfaitaire (BAEL (Annexe E1):

Domaine d'application:

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portes successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$)

- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes.
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m².

❖ **Application de la méthode :**

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

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

Les moments :

• **Les moments en travées :**

- Pour les travées de rive :

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

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

- Pour les travées intermédiaires :

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

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

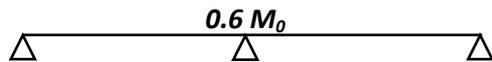
• **Les moments en appuis :**

Pour une poutre à deux travées.

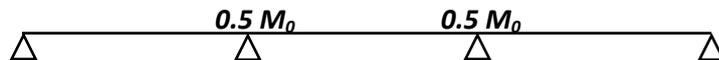
0.15M₀: Pour les appuis de rive.



0.6M₀ : Pour une poutre à deux travées



0.5M₀ : Pour les appuis de rive pour une poutre à 2 travées.



0.4M₀ : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à 3 travées.

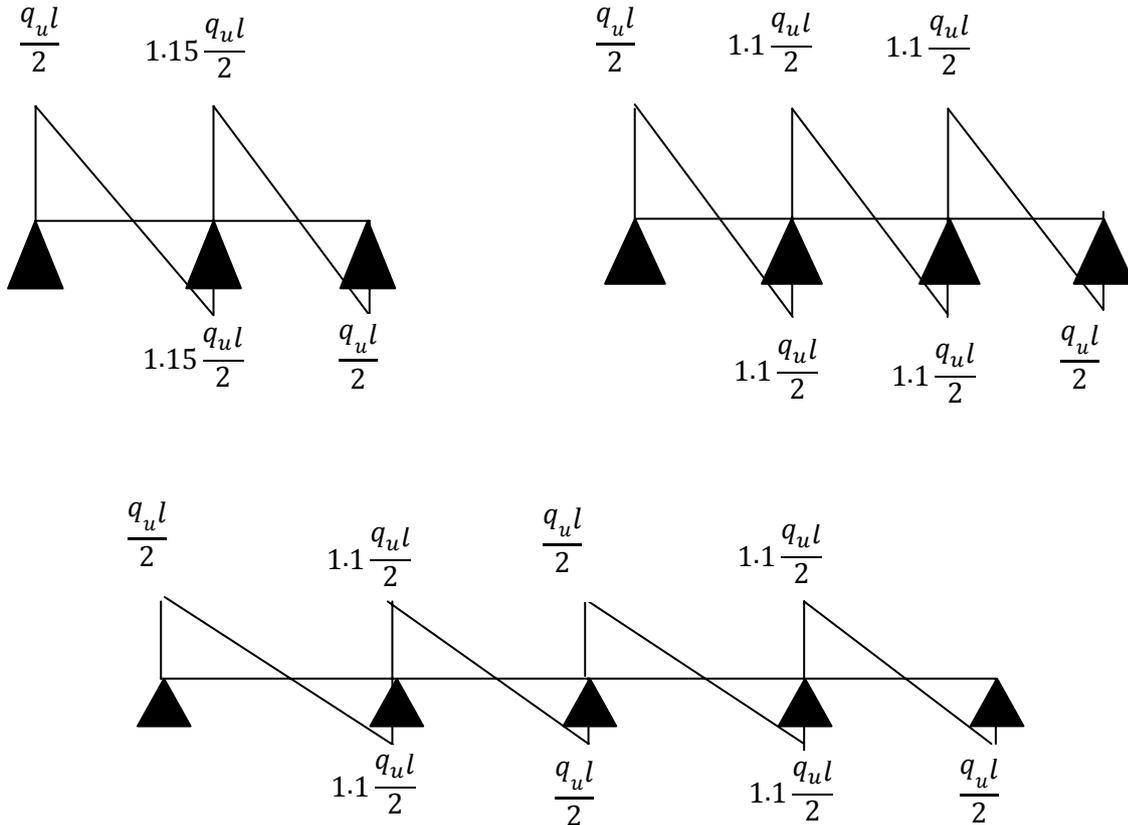


• **Les efforts tranchants :**

en appui intermédiaire et en appui de rives ont respectivement:

- $(q_u \cdot l/2)$: appuis de rive ;
- $1.15(q_u l/2)$: dans le cas d'une poutre à deux travées (appuis intermédiaire) ;
- $1.1(q_u \cdot l/2)$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées (appuis intermédiaire).

La figure ci-dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis:



❖ Vérification des conditions de la Méthode forfaitaire

1) Plancher à surcharge modérée :

$$Q \leq \text{Max} \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} \{2G = 12.62 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

✓ Plancher étage courant:

$$G = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} \{2G = 10.32 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

2) Les moments d'inertie constanteCV.

3) Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées.....CV.

4) Le rapport :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.7}{4.4} = 0.84 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.4}{4} = 1.1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4}{4.8} = 0.83 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4} = 1.2 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4}{4.4} = 0.9 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.4}{3.7} = 1.18 \leq 1.25$$

5) Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.....CV

☒ **Tous les conditions sont vérifiées, donc on utilise la méthode de forfaitaire .**

III.6.5 Détermination des sollicitations des planchées :

Plancher terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.31} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.13))}{2} = 0.52$$

Plancher Etage courant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.17} = 0.22$$

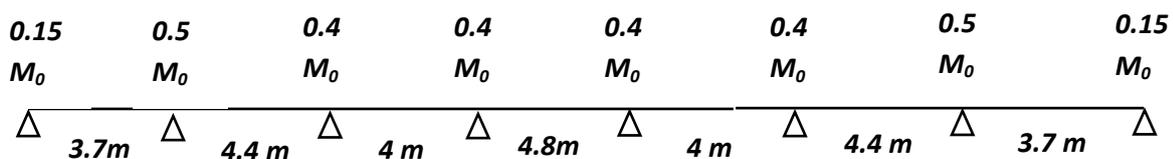
$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + (0.3 \times 0.22))}{2} = 0.633$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1 + (0.3 \times 0.22))}{2} = 0.533$$

III.6.5.1 Plancher terrasse :

Type 1 :



ELU :

Tableau III.6 : Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type1)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.7	6.51	11.14	1.67	5.57	8.07	12.04	13.24
2	4.4	6.51	15.75	7.87	6.3	9.45	15.75	14.32
3	4	6.51	13.02	5.20	5.20	8.47	13.02	13.02
4	4.8	6.51	18.74	7.49	7.49	12.18	15.62	15.62
5	4	6.51	13.02	5.20	5.20	8.47	13.02	13.02
6	4.4	6.51	15.75	6.3	7.87	9.45	14.32	15.75
7	3.7	6.51	11.14	5.57	1.67	8.07	13.24	12.04

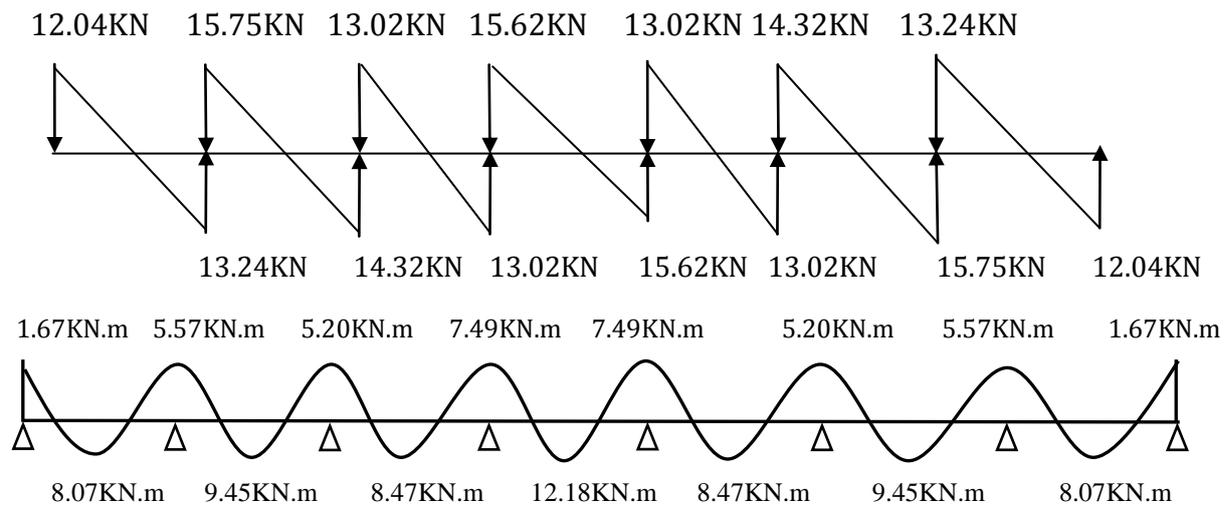


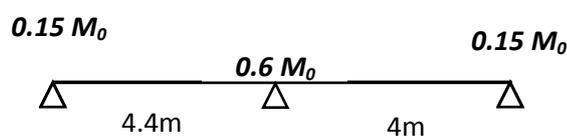
Figure III.10: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01(plancher terrasse).

ELS:

Tableau III.7 : Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type1)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.7	4.75	8.12	1.21	4.06	5.89
2	4.4	4.75	11.5	5.75	4.6	6.9
3	4	4.75	9.5	3.8	3.8	6.17
4	4.8	4.75	13.68	5.47	5.47	8.9
5	4	4.75	9.5	3.8	3.8	6.17
6	4.4	4.75	11.5	4.6	5.75	6.9
7	3.7	4.75	8.12	4.06	1.21	5.89

Type 2 :



ELU :

Tableau III.8 : Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type2)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	4.4	6.51	15.75	2.36	9.45	10.63	14.32	16.47
2	4	6.51	13.02	7.81	1.95	8.79	14.97	13.02

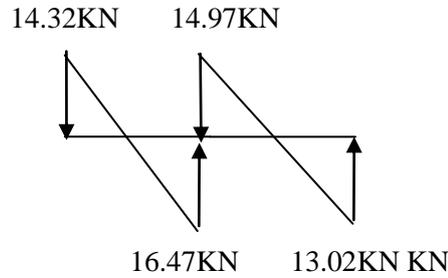


Figure III.11: Evaluation des moments type 02(plancher terrasse).

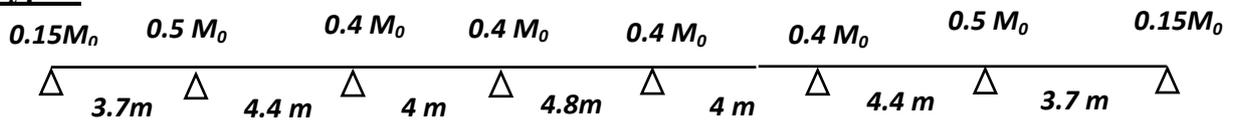
ELS:

Tableau III.9 : Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type2)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	4.4	4.75	11.49	1.72	6.89	7.75
2	4	4.75	9.5	5.7	1.42	6.41

III.6.5.2 Plancher Etage courant:

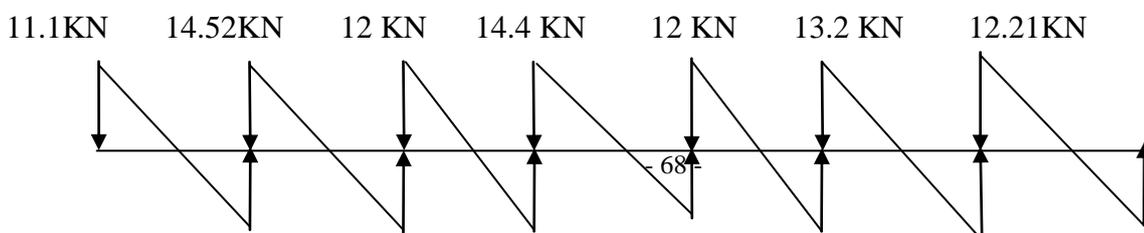
Type 1 :



ELU :

Tableau III.10 : Sollicitation a l'ELU (étage courant type1)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.7	6	10.26	1.53	5.13	7.44	11.1	12.21
2	4.4	6	14.52	7.26	5.8	8.71	14.52	13.2
3	4	6	12	4.8	4.8	7.8	12	12
4	4.8	6	17.28	6.91	6.91	11.23	14.4	14.4
5	4	6	12	4.8	4.8	7.8	12	12
6	4.4	6	14.52	5.8	7.26	8.71	13.2	14.52
7	3.7	6	10.26	5.13	1.53	7.44	12.21	11.1



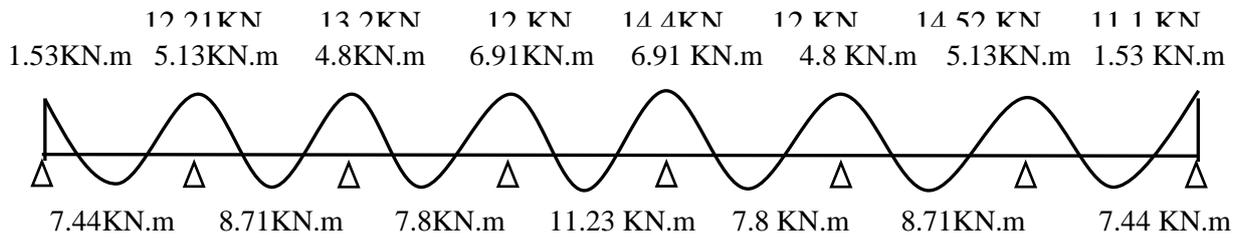


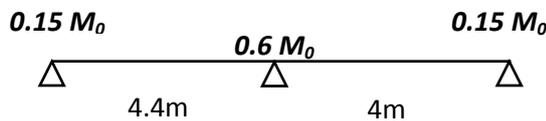
Figure III.12: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher Etage courant).

ELS:

Tableau III.11 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type1)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.7	4.33	7.40	1.11	3.7	5.36
2	4.4	4.33	10.47	5.23	4.18	6.28
3	4	4.33	8.66	3.46	3.46	5.63
4	4.8	4.33	12.47	4.98	4.98	8.11
5	4	4.33	8.66	3.46	3.46	5.63
6	4.4	4.33	10.47	4.18	5.23	6.28
7	3.7	4.33	7.40	3.7	1.11	5.36

Type 2 :



ELU :

Tableau III.12 : Sollicitation a l'ELU (étage courant type2)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	4.4	6	14.52	2.17	8.71	9.80	13.2	15.18
2	4	6	12	7.2	1.8	8.1	13.8	12

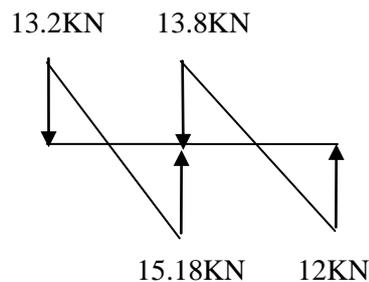


Figure III.13: Evaluation des moments type 02 (plancher Etage courant).

ELS:**Tableau III.13 :** Sollicitation a l'ELS (étage courant type2)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	4.4	4.33	10.47	1.57	6.28	7.06
2	4	4.33	8.66	5.19	1.29	5.85

III.6.6 Ferrailage des poutrelles :

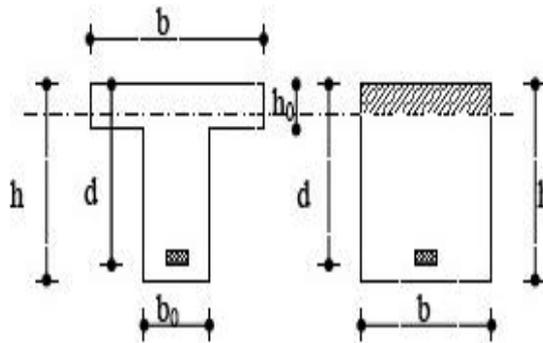
Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 N.m$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

**Figure III.14:** Coupe de section rectangulaire et section en T.**Travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{11.23 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.037 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.53) = 17.67\text{cm}$$

$$A_u = \frac{11.23 \times 10^3}{17.67 \times 348} = 1.82\text{cm}^2$$

M _t (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A(cm ²)
11.23	0.037	0.392	0.047	17.67	1.82

Sur appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{7.25 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.157$$

$$\alpha = 0.214$$

$$Z = 16.45 \text{ cm}$$

$$A = \frac{7.25 \times 10^6}{348 \times 164.5} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$M_a(\text{N.m})$	μ	μ_t	α	Z	A(cm ²)
7.26	0.157	0.392	0.214	16.45	1.27

Condition de fragilité

$$A \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}_{\min}$$

	A_c	A_{\min}	A_{\max}	A_d
Travée	1.82	1.41	1.82	3HA10=2.36
Appui	1.27	0.21	1.27	2HA10=1.57

❖ **Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{14.52 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.81$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{t\min}\right)$$

$$\varphi_t = 6 \text{ mm}$$

Travée :

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4 \frac{2.36^2}{4}}$$

Appui :

$$\frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA6.**

❖ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc : $F_{st} = |Tu| - \frac{Mu}{z}$ avec $z = 0,9d$.

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{st} = |Tu| - \frac{Mu}{0,9d} \text{ donc: si } |Mu| \geq 0,9d \times Tu \text{ (les efforts Tu sont négligeable)} \\ \text{Si } |Mu| < 0,9d \times Tu : As \geq \frac{\gamma_s \cdot (|Tu| - |Mu|) \cdot 0,9d}{f_e} \\ 11,23 > 0,9 \times 0,18 \times 14,52 = 2,35 \text{ donc les efforts Tu sont négligeables.} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0,9d \rightarrow a \leq 16,2$.

❖ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)**

$$\begin{aligned} T_U &\leq 0,26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3,75T_U}{b \times f_{c28}} \\ \Rightarrow a &\geq \frac{3,75 \times 14,52 \times 10^3}{100 \times 25} = 2,17 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A \frac{I_{Gt}}{(d - \frac{h_0}{3})^3} \frac{f_{t28}}{f_e} \geq \min$$

$$I_{Gt} = b \times \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) \times h_0] v^2$$

$$v = h - v' = 20 - 9,38 = 10,62$$

$$v' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0) \times h_0)} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) \times 4^2}{2[10 + (65 - 10)] \times 4^2} = 9,38$$

ELS

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

Travée:

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

Travée:

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 2,36(18 - y) = 0$$

$$y = 3,91$$

appui:

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$$y^2 + 3y - 84.78 = 0$$

$$y = 7.82$$

❖ **Moment d'inertie:**

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

$$I_t = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 = 8323.04cm^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 7.82^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.82)^2 = 2600cm^4$$

	M_{ser}	A_s	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$
Travée	8.11	2.36	3.91	8323.04	3.80	CV
Appuis	5.23	1.57	7.82	4034.58	1.01	CV

❖ **Ferraillage transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi \frac{b_0}{10_{lmin}} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; 10; \frac{10}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq 0.57cm$$

$$\phi_t = \phi 6$$

❖ **Espacement :**

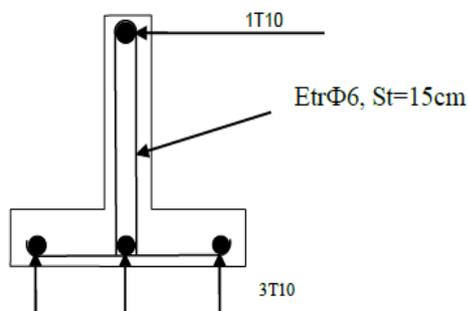
$$s_{t1} \leq \min(0.9d, 40cm)$$

$$s_{t1} \leq 18cm$$

$$S_t = 15cm$$

Schéma de ferraillage :

En travées :



sur appui :

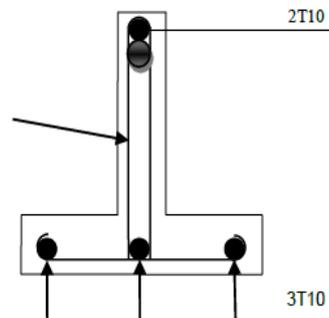


Figure III.15: Ferraillage de poutrelle.

III.7 Etude de la table de compression :

Selon le CBA 93 article (B.6.8.4.2.3), la dalle doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (cm^2/ml) \text{ si : } L \leq 50cm ;$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} (cm^2/ml) \text{ si : } 50cm \leq L \leq 80cm ;$$

Avec (L: l'écartement entre axe des nervures).

❖ **section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} ;$$

On a: $L = 0,65 m ;$

$f_e = 215 MPa ;$

$50cm \leq L = 65 cm \leq 80 cm \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 cm^2/ml.$

On prend : $A_{\perp} = 5HA8 = 2,51 cm^2/ml ;$

$A_{//} \geq 2,51/2 = 1.26 cm^2/ml$

On prend un quadrillage de section 5HA8 avec un espacement de 20.

Schéma de ferrailage:

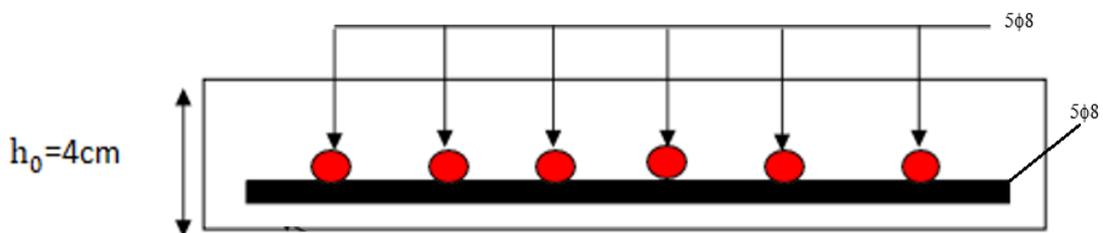
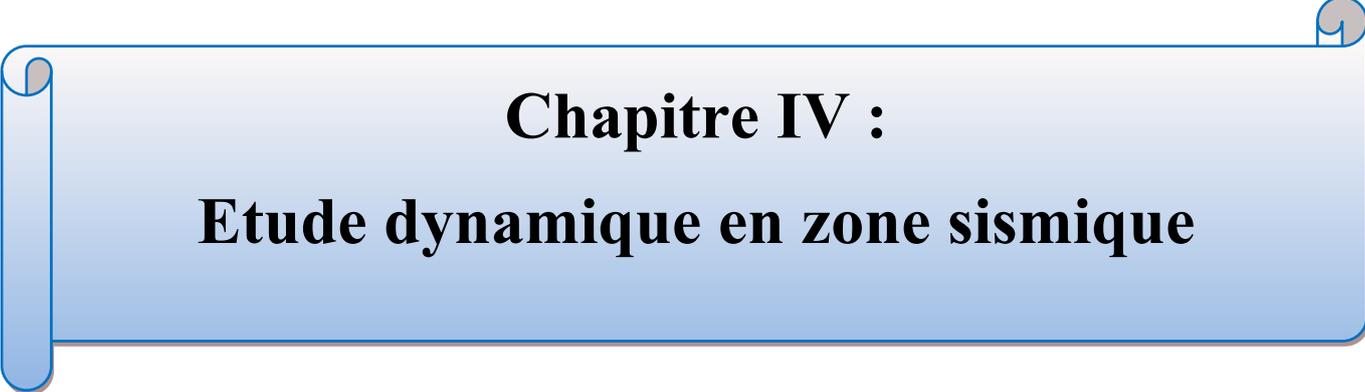


Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.



Chapitre IV :
Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction:

Le séisme représente l'un des phénomènes naturels les plus destructeurs et les plus imprévisibles, tant par le moment et le lieu de son occurrence que par l'intensité avec laquelle il peut affecter les constructions. Il résulte de vibrations du sol causées par une libération soudaine d'énergie accumulée dans la croûte terrestre ou dans le manteau, la couche située en dessous.

Ce phénomène peut entraîner d'importantes pertes humaines et matérielles, rendant ainsi l'étude du comportement des structures sous l'effet des actions dynamiques induites par les séismes indispensable. Cette étude doit être menée conformément aux règles parasismiques algériennes.

Notre travail porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment à usage multiple de type R+8, en justifiant l'interaction entre portiques et voiles. Ce bâtiment est implanté à Mila, une zone classée comme à sismicité moyenne (Zone IIa) selon le RPA 99 version 2003, et située sur un site meuble (S3).

IV.2 But de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-L'objectif est d'identifier les modes propres ainsi que les périodes propres de la structure. Le logiciel ROBOT utilise un modèle en « brochette » encastré à la base, dans lequel les masses sont supposées concentrées au niveau de chaque plancher.

La masse de chaque plancher est calculée en tenant compte d'une partie des surcharges d'exploitation, conformément au coefficient $\beta = 0,2$ mentionné dans le tableau 4.5 du RPA99 version 2003, paragraphe IV.3..

IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Selon RPA99/version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

-La méthode statique équivalente.

-La méthode d'analyse modale spectrale. -La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente : (Article 4.2 du RPA99/2003)

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la seule mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

b) Conditions d'application :

b.1) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III.

b.2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

• **Zone I :** Tous groupes. • **Zone II :** Groupe d'usage 3- Groupe d'usage 2 : Si la hauteur est inférieure ou égale à 7niveaux ou 23m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• **Zone III :** Groupes d'usage 3 et 2 : Si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

c) Méthode de modélisation :

• Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

• La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

• Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale : a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale : Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

b.1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b.2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

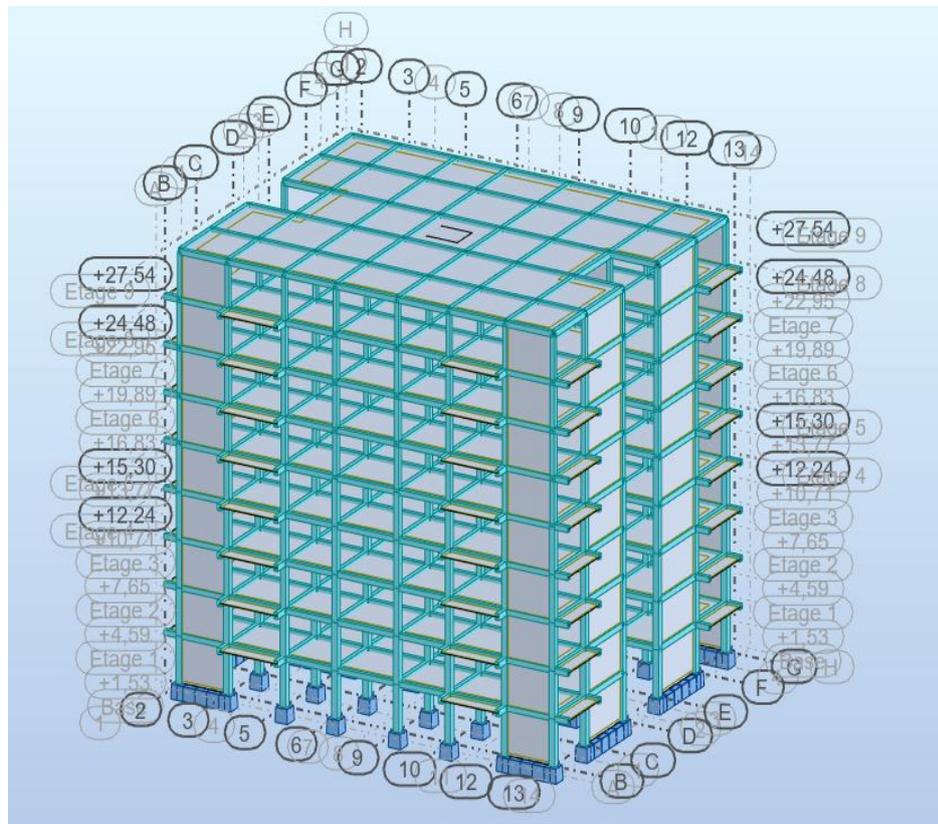


Figure IV.1 : Vue 3D de structure.

IV.4 Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 [formule 4 – 1]}$$

A : Coefficient d’accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T) (tableau 4-2 de RPA 99).

R : Coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

Q : Facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

W : Poids totale de la structure.

IV.4.1 Définitions de la valeur des coefficients :

Coefficient d’accélération de zone (A) : Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

Tableau IV.1 : Coefficient d’Accélération de Zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre bâtiment est implanté dans la région de Mila (zone Ia) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a :
A= 0.15

Facteur d’amplification dynamique moyen :

D : facteur d’amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7 du RPA99/2003).

η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

d.1) Pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend une valeur moyenne :

Donc :

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816 > 0.7$$

Coefficient de comportement global de structure (R):

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA99 en fonction du système de Contreventement.

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé	Coefficient de comportement (R)
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
Voiles porteurs.	3.5
Noyau.	3.5
Mixte portiques/voiles avec interaction	5
Portiques contreventés par des voiles.	4
Console verticale à masses réparties.	2
Pendule inverse.	2

Système de contreventement portiques contreventés par des voiles : **R= 3,5**

Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité c'est un facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure.

Il pénalise les mauvaises conceptions parasismiques (voir RPA99/2003). Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \dots \dots \dots \text{Article 4.4 (RPA99/2003)}.$$

Tableau IV.4: Valeur de facteur de qualité.

Critère: q	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan.	0	0
3. Régularité en plan.	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$	1.05	1.10

Sens XX' → $Q_x = 1 + 0.05 = 1.05$

Sens YY' → $Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$

IV.5 Modélisation et résultats :

IV.5.1 Modélisation :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2026**. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.

IV.5.2 Analyse de la structure :

a) Premier variante des voiles :

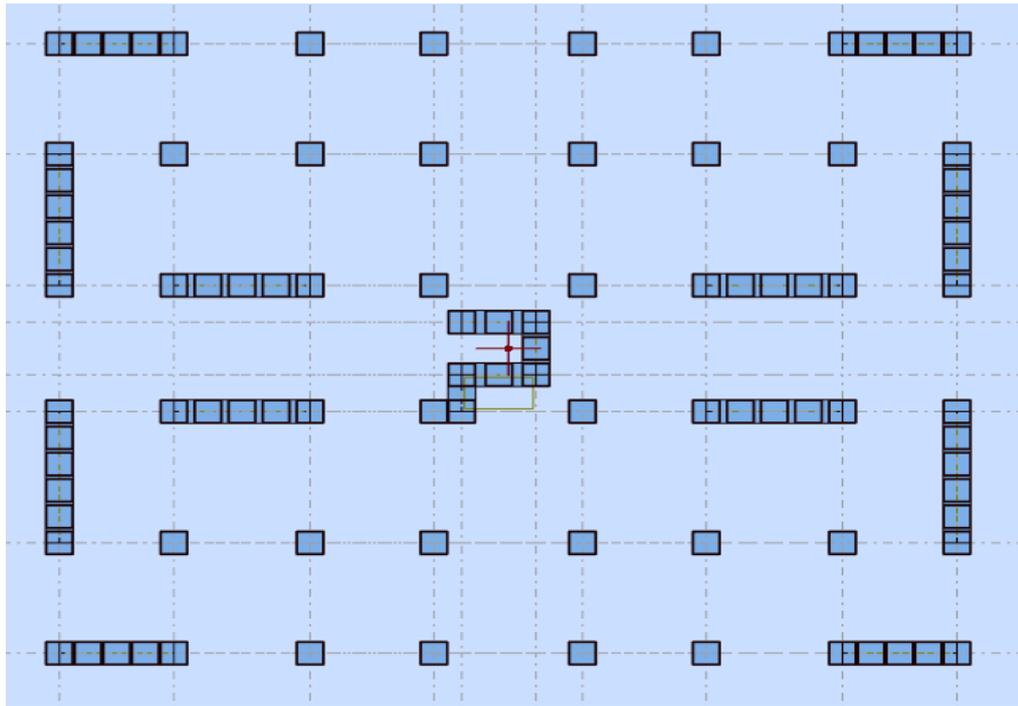


Figure IV.2: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.5: Tableau. Périodes et factures da participation massique modale

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,63	0,00	66,46	0,00	66,46	5795393,77	5795393,77
3/ 2	0,57	66,14	66,46	66,14	0,00	5795393,77	5795393,77
3/ 3	0,48	66,14	66,49	0,00	0,03	5795393,77	5795393,77
3/ 4	0,15	66,14	86,06	0,00	19,57	5795393,77	5795393,77
3/ 5	0,13	85,31	86,06	19,17	0,00	5795393,77	5795393,77
3/ 6	0,11	85,31	86,06	0,00	0,00	5795393,77	5795393,77
3/ 7	0,07	85,31	92,94	0,00	6,88	5795393,77	5795393,77
3/ 8	0,06	92,43	92,94	7,12	0,00	5795393,77	5795393,77
3/ 9	0,05	92,43	92,94	0,00	0,00	5795393,77	5795393,77

T_y
 T_x
 T_z

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est mode de translation selon l'axe Y.
- 2ème mode est mode de translation selon l'axe X.

- Le 3ème mode est mode de torsion.

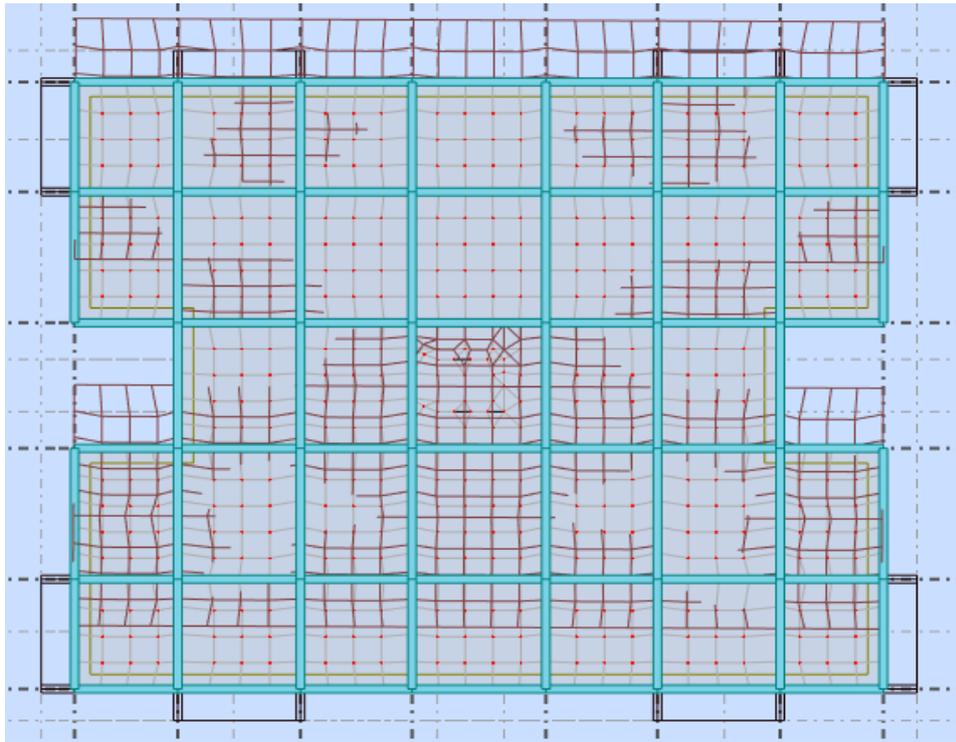


Figure IV.3 : Premier mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).

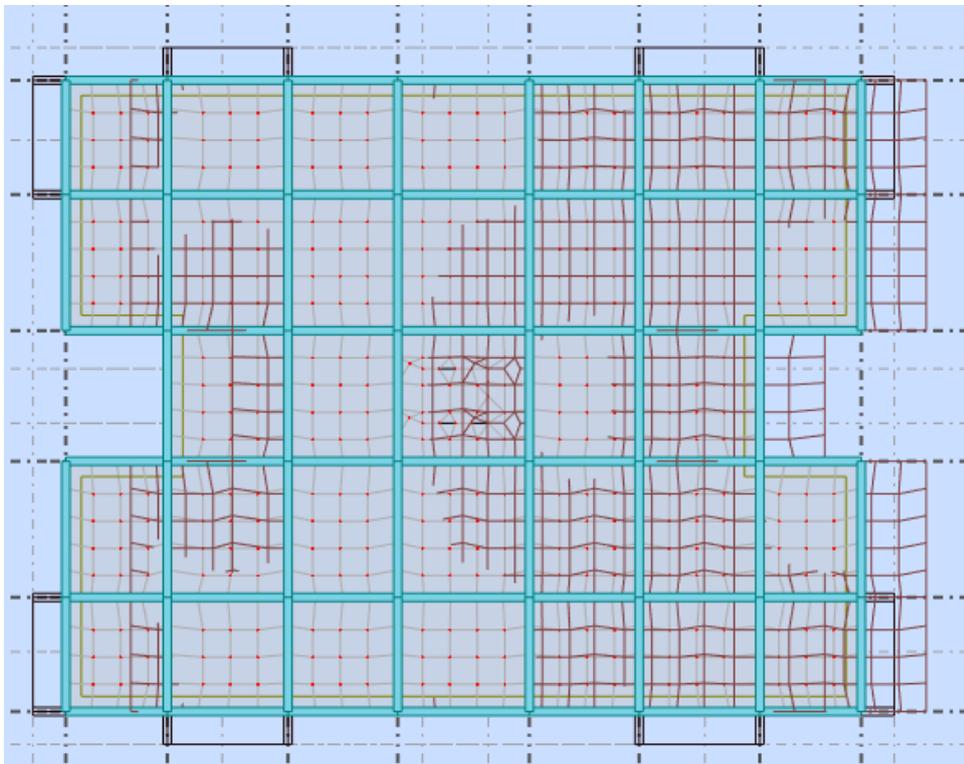


Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).

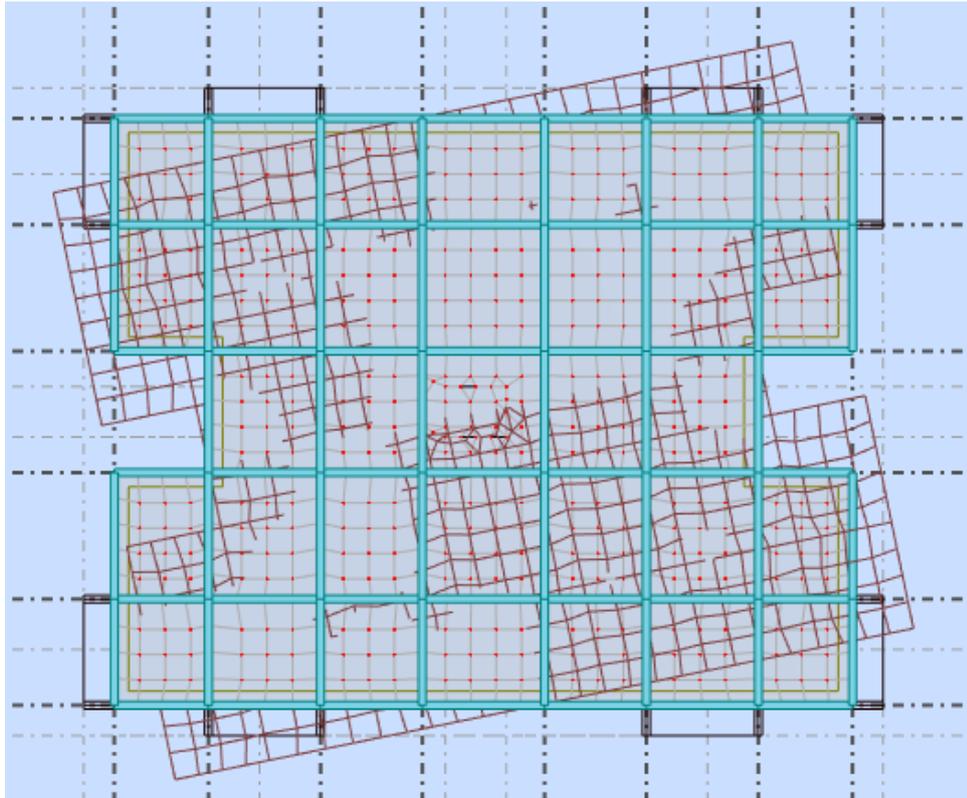


Figure IV.5 : Troisième mode de vibration (Vue 3D et vue en plan).

b.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Tableau IV.6: Tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulée [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modal [%]	Masse Modale UY [%]	Tot. mas. UX, UY [kg]
1	0,63	0,00	66,46	0,00	66,46	5795393,77
2	0,57	66,14	66,46	66,14	0,00	5795393,77
3	0,48	66,14	66,49	0,00	0,03	5795393,77
4	0,15	66,14	86,06	0,00	19,57	5795393,77
5	0,13	85,31	86,06	19,17	0,00	5795393,77
6	0,11	85,31	86,06	0,00	0,00	5795393,77
7	0,07	85,31	92,94	0,00	6,88	5795393,77
8	0,06	92,43	92,94	7,12	0,00	5795393,77
9	0,05	92,43	92,94	0,00	0,00	5795393,77
10	0,04	92,43	95,94	0,00	3,00	5795393,77

b.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est mode de translation selon l'axe Y (**66,46%**) de participation de masse modale.
- 2ème mode de translation selon l'axe X (**66,14%**) de participation de masse modale.
- Le 3ème est un mode est mode de torsion.

On constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

c) Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du (le) séisme.

IV.6 Calcul des Actions Sismiques :

Selon la Méthode Statique Equivalente (**RPA99/version2003 art 4.3.6**) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0.8V/Vt**

La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

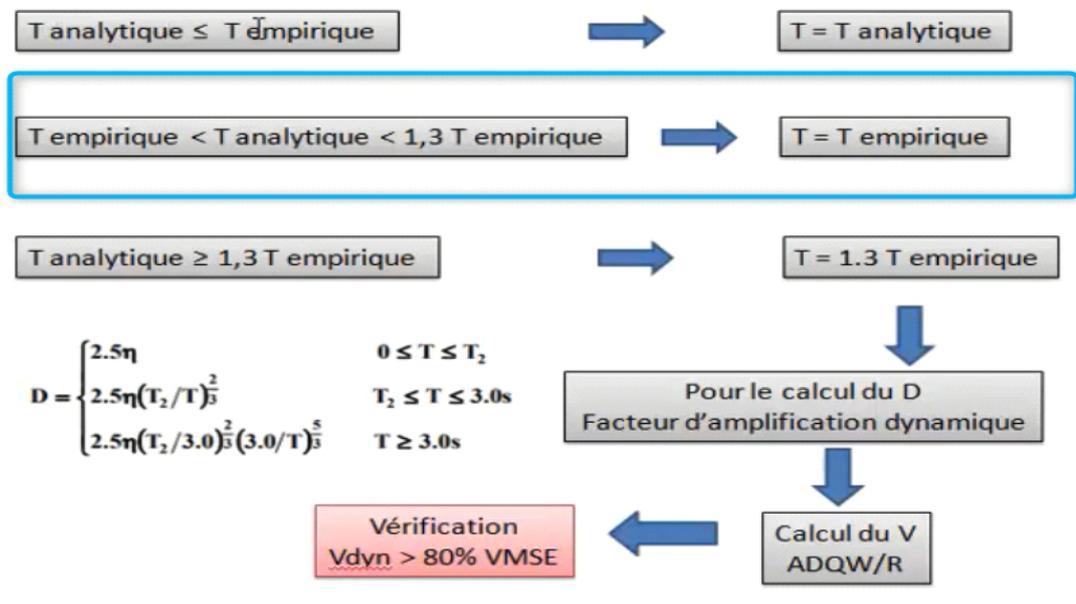


Figure IV. 6 : Relation entre la période empirique et analytique.

Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient C_t

1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,050

4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050
----------	---	--------------

Sens longitudinal :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

1. $T = C_t \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (27,54)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ s}$

2. $T = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{lx}}$

Avec : $lx = 29 \text{ m}$

$T = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{29}} = 0,46 \text{ s}$

$T_{empirique} = \min (0,60 ; 0,46) = 0,46 \text{ s}$

$1,3 \times T_{empirique} = 0,60 \text{ s}$

$T_{analytique} = 0,57 \text{ s} \dots \dots \dots$ (Tableau IV. 5)

Sens transversal :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

1. $T = C_t \cdot h_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (27,54)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ s}$

2. $T = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{ly}}$

Avec : $ly = 23,2 \text{ m}$

$T = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{23,2}} = 0,51 \text{ s}$

$T_{empirique} = \min (0,60 ; 0,51) = 0,51 \text{ s}$

$1,3 \times T_{empirique} = 0,66 \text{ s}$

$T_{analytique} = 0,63 \text{ s} \dots \dots \dots$ (Tableau IV. 5)

Calcul facteur d'Amplification D :

T₁ et T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**).

Tableau IV.8: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0,30	0.40	0.50	0.70

S₃ ⇒ **T₁=0,15** et **T₂=0,5**. On obtient

Sens longitudinal :

La condition : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.869$$

Sens transversal :

La condition : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.748$$

Calcul de l'effort sismique totale « V » :**Sens x :**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.869 \times 1.05}{3,5} \times 5795393.77 \Rightarrow V_x = 4874.21 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 3900 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.748 \times 1.10}{3,5} \times 5795393.77 \Rightarrow V_y = 4775.78 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 3820.58 \text{ KN}$$

Résultats d'action sismique à la base trouvée par **logiciel ROBOT** dans les deux sens :

$$V_x = 4301,80$$

$$V_y = 4232,38$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	3900	4301,80	Condition vérifiée
Suivant Y	3820.58	4232,38	Condition vérifiée

Vérification de masse participante :

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.6**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

Comparaison des résultats trouvés : les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$$\text{Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%])} \geq 90\%.$$

Min (92.43; 92.94 \geq 90% \Leftrightarrow 92.43 \geq 90% \Rightarrow Condition vérifiée.

Vérification de l'interaction voiles-portiques :

Tableau IV.10: l'effort normal.

	Effort normal des POTEAUX	Effort normal des VOILES	Effort normal TOTALE
Etage	N	N	N
1	-31885,08	-22374,79	-54259,87
2	-27520,65	-19811,57	-47332,22
3	-22761,52	-18080,44	-40841,96
4	-18822,44	-15632,93	-34455,38
5	-15183,79	-12885,00	-28068,79
6	-11196,09	-10529,75	-21725,84
7	-7750,48	-7726,19	-15476,67
8	-4510,17	-4712,73	-9222,90
9	-1189,18	-1820,91	-3010,08

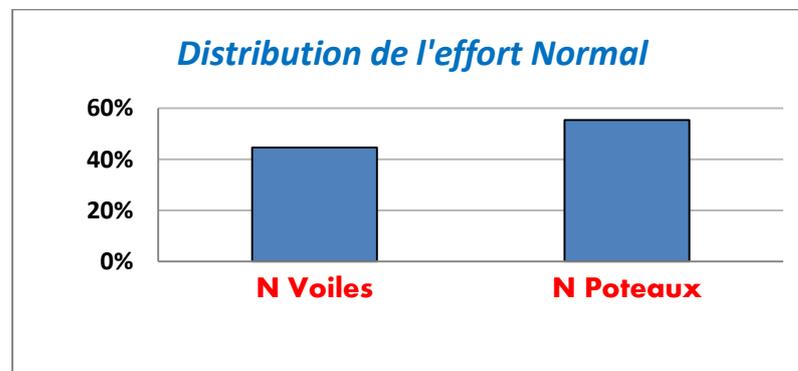


Figure IV.7: Distribution de l'effort Normal

Tableau IV.11: Effort tranchant sur les voiles de contreventement

Etage	Voiles de contreventement	
	Effort tranchant	
	Tx	Ty
1	3523,57	3455,35
2	3461,41	3375,98
3	3251,41	3155,06
4	2874,14	2776,03
5	2430,24	2331,26

6	2200,75	2113,67
7	1612,82	1538,22
8	943,90	882,61
9	280,20	212,00

Tableau IV.12: l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux.

Poteaux		
Effort tranchant		
Etage	Tx	Ty
1	744,79	740,43
2	694,83	703,03
3	707,24	725,89
4	811,54	833,64
5	898,60	925,87
6	677,33	702,34
7	715,51	739,53
8	701,74	727,47
9	473,44	519,32

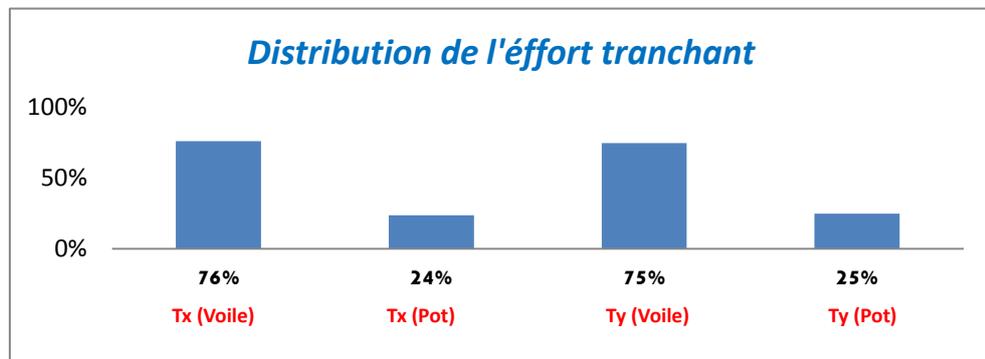


Figure IV.8 : Distribution de l'effort tranchant.

Vérification du déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit: $\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R:coefficient de comportement =3.5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $(\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1})$.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,144	0,001	0,144	0,001	0,00	0,00	0,144	0,001	0,134	-0,010
4/ 2	0,455	0,002	0,311	0,001	0,00	0,00	0,460	0,003	0,447	-0,014
4/ 3	0,897	0,003	0,443	0,001	0,00	0,00	0,904	0,005	0,890	-0,017
4/ 4	1,436	0,003	0,539	0,001	0,00	0,00	1,443	0,007	1,427	-0,017
4/ 5	2,033	0,004	0,597	0,001	0,00	0,00	2,041	0,009	2,025	-0,017
4/ 6	2,664	0,005	0,631	0,001	0,00	0,00	2,671	0,010	2,656	-0,016
4/ 7	3,301	0,006	0,637	0,001	0,00	0,00	3,308	0,012	3,293	-0,014
4/ 8	3,928	0,007	0,626	0,001	0,00	0,00	3,931	0,014	3,923	-0,011
4/ 9	4,539	0,008	0,612	0,001	0,00	0,00	4,542	0,015	4,539	0,013

Figure. IV.9 : Résumé des résultats de ROBOT.

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements au sens x-x.

	dr UX [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.144	3.06	CV
1	0.311	3.06	CV
2	0.443	3.06	CV
3	0.539	3.06	CV
4	0.597	3.06	CV
5	0.631	3.06	CV
6	0.637	3.06	CV
7	0.626	3.06	CV
8	0.612	3.06	CV

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	-0,000	0,185	-0,000	0,185	-0,00	0,00	0,004	0,192	-0,014	0,180
5/ 2	-0,001	0,567	-0,001	0,381	-0,00	0,00	0,014	0,581	-0,021	0,550
5/ 3	-0,002	1,102	-0,001	0,535	-0,00	0,00	0,028	1,131	-0,033	1,070
5/ 4	-0,003	1,749	-0,001	0,647	-0,00	0,00	0,046	1,798	-0,054	1,698
5/ 5	-0,003	2,465	-0,000	0,715	-0,00	0,00	0,067	2,535	-0,076	2,392
5/ 6	-0,003	3,221	-0,000	0,757	-0,00	0,00	0,089	3,315	-0,100	3,126
5/ 7	-0,003	3,985	-0,000	0,764	-0,00	0,00	0,111	4,104	-0,124	3,867
5/ 8	-0,003	4,736	0,000	0,751	0,00	0,00	0,134	4,879	-0,148	4,595
5/ 9	-0,003	5,468	0,000	0,732	0,00	0,00	0,142	5,622	-0,155	5,318

Figure IV.10 : Résumé des résultats de ROBOT.

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements au sens y-y.

	dr UY [cm]	1/100 h[cm]	Vérification
RDC	0.185	3.06	CV
1	0.381	3.06	CV
2	0.535	3.06	CV
3	0.647	3.06	CV
4	0.715	3.06	CV
5	0.757	3.06	CV
6	0.764	3.06	CV
7	0.751	3.06	CV
8	0.732	3.06	CV

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Vérification de l'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : *accidentelle* = $0,05 \times L_{xi}$
- Sens Y : *accidentelle* = $0,05 \times L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré. X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **ROBOT** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	401321,30	15,71 12,80 2,4	15,71 12,80 2,4	22474139,97	37596988,05	59344621,49	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 2	Etage 2	401321,30	15,71 12,80 5,4	15,71 12,80 5,4	22474139,97	37596988,05	59344621,49	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 3	Etage 3	385706,79	15,71 12,80 8,5	15,71 12,80 8,5	21433830,46	36113439,03	56870029,67	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 4	Etage 4	385706,79	15,71 12,80 11,	15,71 12,80 11,	21433830,46	36113602,03	56870029,67	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 5	Etage 5	385706,79	15,71 12,80 14,	15,71 12,80 14,	21433830,46	36113602,03	56870029,67	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 6	Etage 6	371929,28	15,71 12,80 17,	15,71 12,80 17,	20515144,90	34803966,49	54686721,13	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 7	Etage 7	371929,28	15,71 12,80 20,	15,71 12,80 20,	20515144,90	34803966,49	54686721,13	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 8	Etage 8	371929,28	15,71 12,80 23,	15,71 12,80 23,	20515144,90	34803966,49	54686721,13	0,00	0,00	1,57	1,28
1/ 9	Etage 9	333069,28	15,70 12,80 26,	15,71 12,80 26,	17143709,62	30506499,45	47091243,00	0,01	0,00	1,45	1,16

Figure IV.11 : Résumé des résultats de **ROBOT**.

Tableau IV.15 : Vérification de l'excentricité.

ex (m)	ey(m)	0.05 Lx(m)	0.05 Ly(m)
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,00	0,00	1,57	1,28
0,01	0,00	1,45	1,16

Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.
 $M_s > M_r$.

Avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement. Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

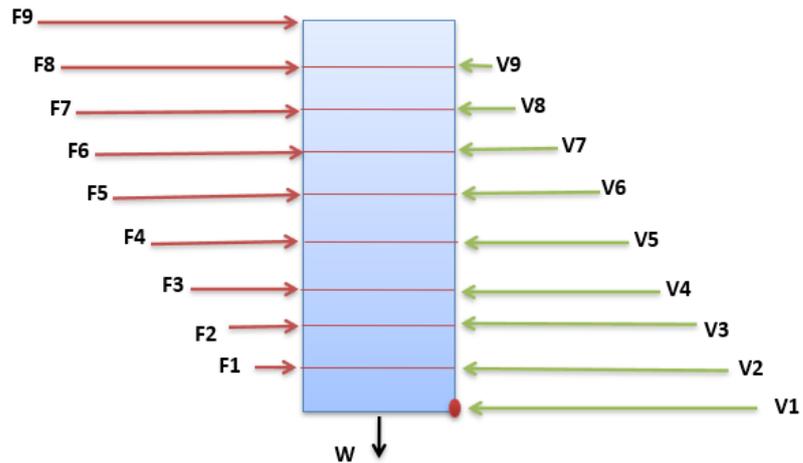


Figure IV.12 : Moment stabilisant et moments de renversements.

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

Tableau IV.16: Vérification au renversement au sens x-x

<i>DIRECTION X</i>						
ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	4268,36	3,06	57953,9377	15,71	343,0872	910456,3613
1	4156,24	3,06			604,6254	
2	3958,65	3,06			835,2882	
3	3685,68	3,06			1091,8998	
4	3328,85	3,06			1379,3256	
5	2878,09	3,06			1682,2656	
6	2328,33	3,06			2089,0314	
7	1645,64	3,06			2729,52	
8	753,64	3,06			2306,1384	
				SOMME	13061,1816	<u>OK</u>

Verification:

Mr = 13061,1816 KN

Ms = 910456,3613KN

Ms /Mr = 69.70 > 1.5CV

Tableau IV.17: Vérification au renversement au sens y-y.

<i>DIRECTION Y</i>						
ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	4195,78	3,06	57953,9377	12,8	357,3162	741810,4026

1	4079,01	3,06			606,0636	
2	3880,95	3,06			830,1168	
3	3609,67	3,06			1078,7724	
4	3257,13	3,06			1349,8272	
5	2816,01	3,06			1647,0756	
6	2277,75	3,06			2043,1008	
7	1610,07	3,06			2688,975	
8	731,32	3,06			2237,8392	
				SOMME	12839,0868	<u>OK</u>

Verification :

$M_r = 12839,0868 \text{ KN}$

$M_s = 741810,4026 \text{ KN}$

$M_s / M_r = 57.77 > 1.5 \dots \dots \text{CV}$

Effort normal réduits :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

$$V = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

La vérification s'effectue par la formule suivante :

Où :

N_a: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B: est l'aire (section brute) de cette dernière. **f_{cj}**: est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal «N_a» selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: « Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau IV.18: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau étage	Section (mm)	Nd (KN)	f _{c28} (MPa)	V	Observation
8	300 × 300	142.00	25	0.06	CV
5-6-7	350 × 350	532.33	25	0.17	CV
2-3-4	400 × 400	992.03	25	0.24	CV
RDC-1	450 × 450	1315.63	25	0.26	CV

Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. L'article 5.9 du RPA99/version2003-P40.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k: hauteur de l'étage k.

Tableau IV.19: Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x.

	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-56833,4	0,144	4268,36	3,06	0,019576568	OK
2	-49682,5	0,311	4156,24	3,06	0,034398817	OK
3	-42969,33	0,443	3958,65	3,06	0,036763166	OK
4	-36359,83	0,539	3685,68	3,06	0,035551119	OK
5	-29750,34	0,597	3328,85	3,06	0,030879991	OK
6	-23184,47	0,631	2878,09	3,06	0,025210298	OK
7	-16712,39	0,637	2328,33	3,06	0,018780801	OK
8	-10235,71	0,626	1645,64	3,06	0,013230564	OK
9	-3800,31	0,612	753,64	3,06	0,013230564	OK

Tableau IV.20: Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y

	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-56833,4	0,185	4195,78	3,06	0,019576568	OK
2	-49682,5	0,381	4079,01	3,06	0,034398817	OK
3	-42969,33	0,535	3880,95	3,06	0,036763166	OK
4	-36359,83	0,647	3609,67	3,06	0,035551119	OK
5	-29750,34	0,715	3257,13	3,06	0,030879991	OK
6	-23184,47	0,757	2816,01	3,06	0,025210298	OK
7	-16712,39	0,764	2277,75	3,06	0,018780801	OK
8	-10235,71	0,751	1610,07	3,06	0,013230564	OK
9	-3800,31	0,732	731,32	3,06	0,013230564	OK

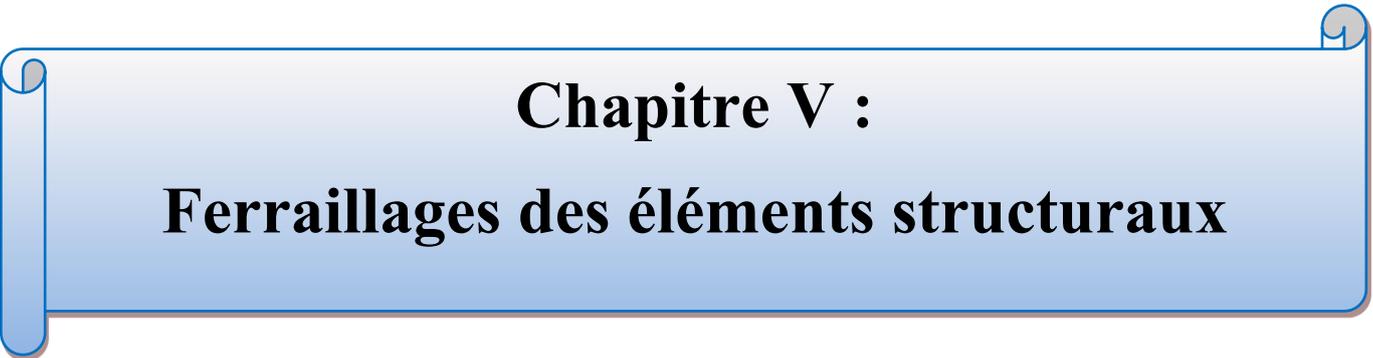
VI.7 Conclusion :

Notre structure a rempli toutes les vérifications nécessaires et les justifications vis-à-vis leur stabilité, déformation et leur sécurité face au séisme

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise La méthode statique équivalente qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021**, a permis de vérifier plusieurs critères à savoir :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.VMSE$).
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.



Chapitre V :
Ferraillages des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91, RPA99, CBA93**) [2, 1, 3]. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles.

- Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux, voiles seront ferrillés en flexion composée.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagné de leurs schémas de ferrailage.

V.2 Actions et sollicitations :

➤ Actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **F_A**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

➤ Calcul des sollicitations :

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux 'N', efforts tranchants 'V') et les moments (moments fléchissant 'M_f', moment de torsion 'M_t') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

➤ Les combinaisons d'actions :

Règlement BAEL 91 [2]:

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

1,35G + 1,5 Q à l'E.L.U

G + Q à l'E.L.S

Règlement RPA 99(V2003)[1] :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E(1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

Pour le portique :

Les poteaux :

$$\text{À l'ELU : } 1,35G + 1,5 Q \dots\dots (\text{BAEL 91})[2]$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99 V2003})[1]$$

$$0,8 G \pm E$$

Les poutres :

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots (\text{BAEL 91})[2]$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (\text{RPA99 v2003})[1]$$

$$0,8G \pm E$$

Les voiles :

$$G + Q \pm E \dots\dots (\text{RPA99/2003})[1]$$

$$0.8G \pm E$$

V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ N_{\max} : Effort normal maximum.
- ❖ N_{\min} : Effort normal minimum.
- ❖ M_{\max} : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.48	25	400

V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**.

➤ Soit à calculer le poteau le plus sollicité du STRUCTUR, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux

	G + Q ±E	G + Q ±E	ELU	ELU	0.8G ±E	0.8G ±E
Poteaux	M_{max}	N_{corr}	N_{max}	M_{corr}	N_{min}	M_{corr}
30×30	12.47	117.76	142	4.86	27.70	-2.45
35×35	18.12	422.95	539.33	6.61	226.59	-5.32
40×40	16.44	742.35	992.03	7.23	431.81	-6.01
45×45	25.32	966.06	1315.63	2.97	577.77	-19.53

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 [2] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right); e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3 Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul : Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{er} étage avec la section de (45*45) cm² :

Calcul excentricité :

➤ 1^{er} cas :

$$N_{max} = 1315.63 \text{KN}$$

$$Mu_{corr} = 2.97 \text{KN.m}$$

$$Ms_{corr} = 2.08 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.97}{1315.63} = 0.002 \text{m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2 \text{cm}, \frac{L}{250} \right] \rightarrow e_a = \max [2 \text{cm}, 1.22 \text{cm}] = 2 \text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.2 \text{cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.14}{0.45} \leq \max \left(15, 20 \frac{0.022}{0.45} \right) = 4.75 \leq \max(15, 0.97) \dots \dots \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{2.97}{1.5(2.08)} \right) = 0.48$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.48 \times 2) = 0.009m$$

$$e_2 = 0.9cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.1cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.17 = 2869KN$$

$$M_2 = (1315.63 - 2869) \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -279.60KN$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d)N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 1315.63 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045)2869 = -93.7$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d)N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2869 \times 0.45 + 1315.63 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - 2.97}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045)2869}$$

$$\Psi = 0.73 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 1315.63 \times 0.031 = 40.78$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 40.78 + 1315.63 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 277.6KN$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{277.6 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.17} = 0.265$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.73\%$$

$$\alpha_{limt} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limt}(1 - 0.4\alpha_{limt}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.265 < \mu_l = 0.392 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.265}) = 0.39$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.39) = 0.84$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_l = \frac{277.6 \times 10^3}{0.844 \times 0.405 \times 347.82}$$

$$A_l = 23.34 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_l = \frac{1315.63 \times 10^3}{347.82} - 2334$$

$$A_2 = 14.48 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas

$$N_{\min} = 577.77$$

$$M_{\text{corr}} = -19.53$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{19.53}{577.77} = 0.033 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = \left(40.5 - \frac{45}{2}\right) \Rightarrow 0.033 < 18 \text{ cm}$$

$$M_u = N_U \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = 577.77 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.033 \right) = 123.06 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d') \sigma_s} = \frac{123.06 \times 10^6}{(405 - 45) 347.82} = 982 \text{ mm}^2 = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{577.77 \times 10^3}{347.82} - 982 = 679.11 \text{ mm}^2 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 16.61 \text{ cm}^2$$

➤ 3eme cas

$$M_{\max} = 25.32$$

$$N_{\text{corr}} = 966.06$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{25.32}{966.06} = 0.026 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2cm, \frac{L}{250} \right] \rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4.26cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15,20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.14}{0.45} \leq \max \left(15,20 \frac{0.0426}{0.45} \right) = 4.75 \leq \max(15,1.89) \dots \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{2.97}{1.5 \times 2.08} \right) = 0.48$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.48 \times 2) = 0.009m$$

$$e_2 = 0.9cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.16cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.17 = 2869KN$$

$$M_2 = (966.06 - 2869) \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -342.52KN.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d)N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 966.06 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045)2869 = -156.61KN.m$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d)N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2869 \times 0.45 + 966.06 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - 25.32}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045)2869}$$

$$\Psi = 0.64 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 966.06 \times 0.051 = 49.84 \text{KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 49.84 + 966.06 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 223.7 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{223.7 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.17} = 0.213$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.73\%$$

$$\alpha_{limt} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limt}(1 - 0.4\alpha_{limt}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.213 < \mu_l = 0.392 \dots \dots A = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.213}) = 0.303$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.303) = 0.87$$

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_l = \frac{223.7 \times 10^3}{0.87 \times 0.405 \times 347.82}$$

$$A_l = 18.25 \text{cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_l = \frac{966.06 \times 10^3}{347.82} - 1825$$

$$A_2 = 9.52 \text{cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL} \cdot A_{RPA})$$

$$A_{RPA}(Min) = 0.008 \times b \times \square$$

La section des armatures longitudinale :

1. $A_{calculer} = 23.34 \text{cm}^2$

2. Selon le **BAEL 91 révisée 99** (Art A.8.1, 21) :

$$A_{u(min)} = \max(0.2\%B, 4\%P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_{u(min)} = \max(0.2\%(45 \times 45), 4\%180)$$

$$A_{u(min)} = \max(4.05, 7.2)$$

$$A_{u(min)} = 7.2 \text{ cm}^2$$

– Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_{u(min)} = 5\%B = 101.25 \text{ cm}^2$$

2. Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_{u(min)} = 0.8\%B = 0.008(45 \times 45)$$

$$A_{u(min)} = 16.2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	$A_{calculer}$	A_{min} (cm ²)	Choix des armatures	$A_{adopté}$ (cm ²)
RDC+1	45 × 45	23.34	16.2	12HA16	24.13
2,3,4	40 × 40	18.57	12.8	10HA16	20.11
5,6,7	35 × 35	10.28	9.8	10HA12	11.31
8	30 × 30	2.97	7.2	8HA12	9.05

V.4 Recommandations des règlements :

V.4.1 Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2003 [1]:

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40∅ en (**Zone IIA**).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (**Zone IIA**).

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA[1].

Tableau V.4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Rdc+1	45 × 45	16.2	81	121.5
2,3,4	40 × 40	12.8	64	96
5,6,7	35 × 35	9.8	49	73.5
8	30 × 30	7.2	36	54

❖ Selon BAEL [2]:

La section d'acier minimale

$$A_{min} = \max(4\text{cm de périmètre}; 0.2\% . b . h)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5\%bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL [2]:

Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL [2] dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
Rdc+1	45 × 45	23.34	101.25
2,3,4	40 × 40	18.57	80
5,6,7	35 × 35	10.28	61.25
8	30 × 30	2.97	45

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements

BAEL91 [2] et RPA99[1].

❖ Selon le BAEL91[2]

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

❖ Selon le RPA99 (art7.4.2.2)[1] :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.17}{0.45} = 4.82 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3.75$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\varphi_l; 15cm)$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\varphi_l$

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\varphi_l; 15cm)$

$$S_t \leq \min(10 \times (1.2); 15cm)$$

$$S_t \leq 12mm$$

$$S_t = 10mm$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\varphi_l$

$$S_t \leq 15\varphi_l$$

$$S_t \leq 15 \times (1.2)$$

$$S_t \leq 18mm$$

$$S_t = 15mm$$

Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V.6 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau x	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (kN)	Zon e	St(cm)	A _{calt} (cm ²)	Choi x	At (cm ²)
RDC+1	45 × 45	2.14	4.75	3.75	12.91	N	10	0.26	6T8	3.02
						C	15	0.40		
2,3,4	40 × 40	2.14	5.35	2.5	21.54	N	10	0.33	6T8	3.02
						C	15	0.50		
5,6,7	35 × 35	2.14	6.11	2.5	23.05	N	10	0.41	6T8	3.02
						C	15	0.61		
8	30 × 30	2.14	7.13	2.5	18.91	N	10	0.39	6T8	3.02
						C	15	0.59		

Conformément aux règles du RPA 99/03[1] et au BAEL 91[2], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max} \Rightarrow 8 > \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots CV$$

V.4.2 Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

T_u: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u: Contrainte de cisaillement.

τ_u^{bar}: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ_u^{bar} doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99[2]

$$\tau_{u}^{\text{bar}} = \min(0,15f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA99 v 2003[1]

$$\tau_{u}^{\text{bar}} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_b = 0.075 \dots \dots \dots si \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0.04 \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec :

λ : L'élanement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
Rdc+1	45 × 45	2.14	4.75	0.04	40.5	12.91	0.07	1	C.V
2,3,4	40 × 40	2.14	5.35	0.075	36	21.54	0.15	1.875	C.V
5,6,7	35 × 35	2.14	6.11	0.075	31.5	23.05	0.21	1.875	C.V
8	30 × 30	2.14	7.13	0.075	27	18.91	0.23	1.875	C.V

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** (Art 7.4.2.1) est de 40 Φ_{Ix} zone **IIa**.

$L_r = \Phi_{Ix} \cdot 40$

$\Phi_{Ix} = 12 \text{ mm}$.

$L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; alors on adopte : **$L_r = 50 \text{ cm}$** .

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur $l_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal égal 1315.63KN.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA93(Article B. 8.4.1)} [3]$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14$

$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 16.70 < 50$

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = \mathbf{0.1849}$$

$$A = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{N} = 0.81 \left[\frac{0.1849 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2413 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3453.33 \text{ KN.m}$$

$$1315.63 \text{ KN.m} < 3453.33 \text{ KN.m}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$M_s = 3.45$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

$$\frac{45}{2} \times y^2 - 15 \times 24.13 (40.5 - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 361.95y - 14658.975 = 0$$

$$\Delta = 1450315.55$$

$$y = 18.71 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{45 \times 18.73^3}{3} + 15 \times 24.13 (40.5 - 18.71)^2 = 270100.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{2.08 \times 10^6 \times 18.71}{270100.83} = \mathbf{0.144} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15} \rightarrow \text{cv}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

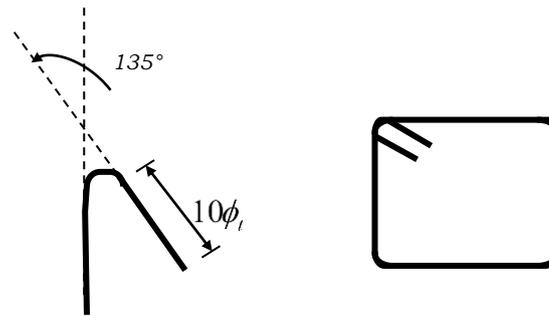


Figure V.1: Schéma de cadres.

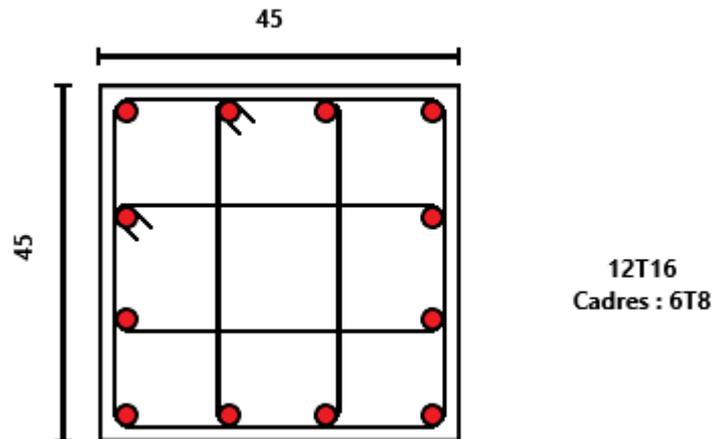


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux (45x45).

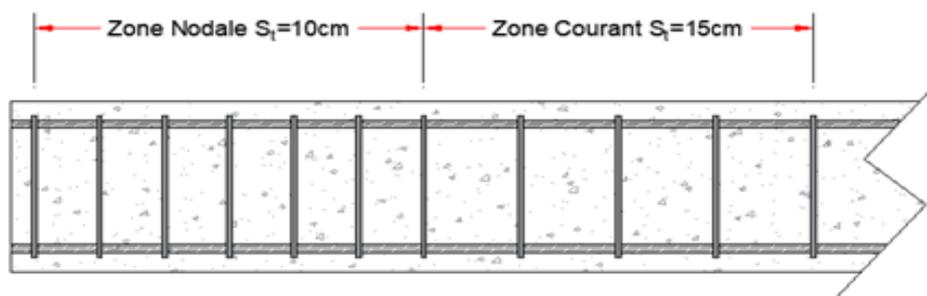


Figure V.3: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.5 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91[2], on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003[1] pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale BAEL 91[2] :

$$1.35G+1.5Q \quad \text{ELU}$$

$$G+Q \quad \text{ELS}$$

- Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 [1]:

G+Q+-E

0.8G+-E

- ✓ Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (30*40)

Poutres secondaires (25*35)

V.5.1 Recommandations du RPA99/2003 [1]:

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [1]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2 Ferrailage des poutres

V.5.2.1 Poutre principale

a) Les armatures transversales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2026**.

Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre principale.

Section	En Appuis			En Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-93,72	-67,96	-92,52	47,52	34,46	38,53

- **Ferraillage sous la combinaison (1,35G + 1,5Q):**

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t\max} = 47,52 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47,52 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,086$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0,12 \leq \mu_{ab} = 0,186 \rightarrow \text{Pivot... A}$$

$$\mu_{bu} = 0,12 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,160Z = d(1 - 0,4\alpha) = 360(1 - 0,4 \times 0,113) = 343,74 \text{ mm}$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{47,52 \times 10^6}{343,74 \times \frac{400}{1,15}} = 3,97 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA14=4.62cm²**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 130,41 \text{ mm}^2 = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1,3 ; 3,97) \rightarrow \mathbf{A_s = 3,97 \text{ cm}^2}$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_{t\max} = -93,72 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{93,72 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,170$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.170 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot...} A$$

$$\mu_{bu} = 0.170 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.234$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.234) = 326.20 \text{ mm}$$

- Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{93.72 \times 10^6}{326.20 \times \frac{400}{1.15}} = 8.26 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA14 = 9.24 cm²**

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 130.41 \text{ mm}^2$$

$$= 1.3 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_s = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.3; 8.26) \rightarrow A_s = 8.26 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.

Position	M _u	B	h	d	U _{bu}	α	Z	As	A _{min}	A
Travée	47.52	30	40	36	0.086	0.13	343.74	3.97	1.3	3HA14 = 4.62
Appuis	-93.72	30	40	36	0.170	0.234	326.20	8.26	1.3	6HA14 = 9.24

- Vérification du ferrailage des poutres principales :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1)[1].

A_{min} = 0.5% (b x h) = 0.005 (30*40) = 6 cm².

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [1]

4% b*d : En zone courante (A_{min}=0.04*30*36=43.2cm²).

6% b*d : En zone de recouvrement (A_{min}=0.06*30*36=64.8cm²).

- Vérification à L'ELU :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{122.13 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.13 \text{MPa}$$

$$v = 122.13 \text{KN.m}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : $b = 30 \text{cm}$; $d = 40 \text{cm}$

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{b}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{\min}\right) = \min(11.42; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \varphi_t \leq 1.4 \text{cm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 \quad (1 \text{cadre} + 1 \text{étrier})$$

Espacement des barres : Selon BAEL91[2]

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 \times 36; 40 \text{cm})$$

$$S_{t1} = 32.4 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 67 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 30 \times (1.13 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = 41.94 \text{cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t = \min(32.4; 67; 41.94)$$

$$S_t = 32.4 \text{cm}$$

Selon RPA99[1] :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

$$S_t \leq 10 \text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S_t \leq 20 \text{cm}$$

Donc on adopte :

$S_t=10\text{cm}$; En zone nodale

$S_t=15\text{cm}$; En zone courante.

Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 [1]:

$$A_{t_{min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_{t_{min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow cv$$

La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99 /2003[1] la longueur minimale de recouvrement dans la zone Iia est de 40φ

$$L_r = 40 \times \varphi_l = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

On adopte : 60φ

$$L_r = 60 \times \varphi_l = 60 \times 1.4 = 84\text{cm}$$

On adopte : **$L_r = 84\text{ cm}$**

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

En travée :

$M_t=34.88\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

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

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4.62(36 - y) = 0$$

$$y^2 + 4.62y - 166.32 = 0$$

$$\Delta = 26.20$$

$$y = 10.79\text{cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + 15 \times 4.62(36 - 10.79)^2 = 56605.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{34.46 \times 10^3 \times 10.79}{56605.36} = 6.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

➤ En appuis :

$$M = -67.96 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

Avec $\rightarrow n = 15$

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

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 9.24(36 - y) = 0$$

$$y^2 + 9.24y - 332.64$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1415.9376$$

$$y = 14.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 14.19^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (36 - 14.19)^2 = 94501.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{67.96 \times 10^3 \times 14.19}{94501.13} = 10.20 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau V.10 : Vérification à l'ELS de la poutre principale

	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	34.46	10.79	56605.36	6.56	15	CV
Appuis	-67.96	14.19	94501.13	10.20	15	CV

➤ Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :
 $h=40\text{cm}$; $L=5.00\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s=4.62\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.073 \geq 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.073 \geq 0.085 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \Rightarrow 0.0048 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \text{CV}$$

➤ Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que :

$$f = \frac{Mt}{10 \times Ei \times I_{fi}} = \frac{34.46}{10 \times 32164.2 \times 142053.40} = 7.54 \times 10^{-10} \leq f = 0.05 \frac{L}{1000} = 0.025cm$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 \times \lambda i \times u} = \frac{1.1 \times 188027.05}{1.1934} = 142053.40cm^4$$

$$I_0 = 188027.05cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 36} = 0.0042$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s \times ft28} = 0.70$$

$$\lambda i = \frac{0.05ft28}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 2.08$$

$f = 7.54 \times 10^{-10} \leq \bar{f} = 0.022cm$ Donc la flèche est Vérifiée.

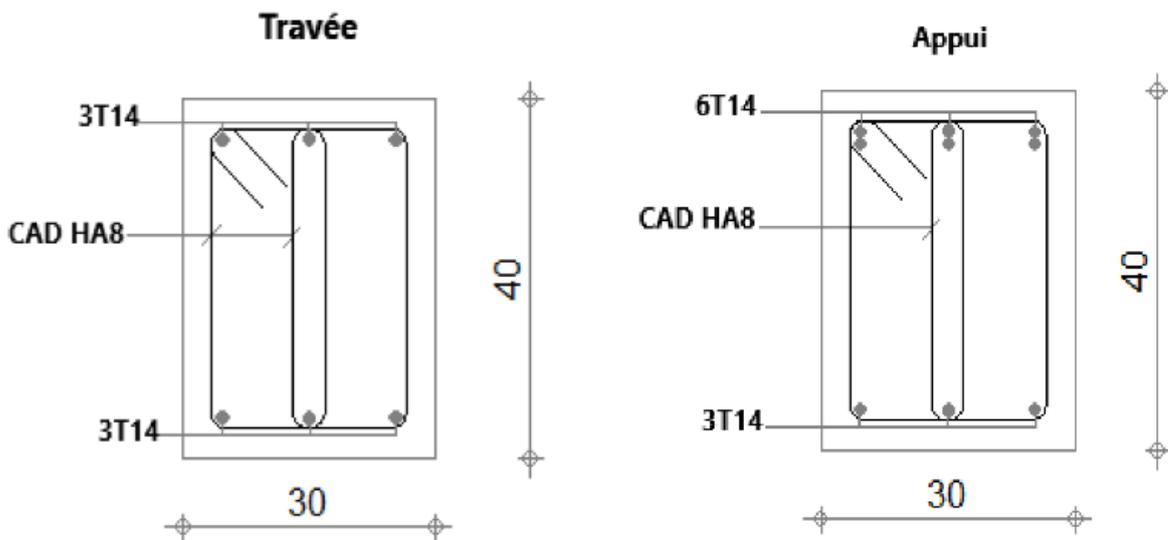


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.5.2.2 Poutre secondaires :

Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M _u	B	h	d	u _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	41.40	30	35	31.5	0.098	0.129	298.66	3.98	1.14	3HA14 = 4.62
Appuis	-50.93	30	35	31.5	0.120	0.161	294.71	4.96	1.14	3HA14+1HA12 = 5.75

➤ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [1]

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (25 \times 35) = 4.37 \text{cm}^2$.

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [1]

4% $b \times d$; En zone courante ($A_{min} = 0.04 \times 25 \times 31.5 = 31.5 \text{cm}^2$)

6% $b \times d$; En zone de recouvrement ($A_{min} = 0.06 \times 25 \times 31.5 = 47.25 \text{cm}^2$)

➤ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$v = 40.96 \text{KN.m}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow CV$$

Calcul du ferrailage longitudinal :

Avec : $b = 30 \text{cm}$; $d = 31.5 \text{cm}$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2 \quad (1 \text{cadre} + 1 \text{étrier})$$

Espacement des barres : Selon BAEL91 [2]

$$S_t = 28.35 \text{cm}$$

Selon RPA99[1]:

En zone nodale :

$$S_t = 8 \text{cm} \quad \text{En zone nodale}$$

En zone courante :

$$S_t = 15 \text{cm} \quad \text{En zone courante}$$

Donc on adopte :

$S_t = 8 \text{cm}$ En zone nodale

$S_t = 15 \text{cm}$ En zone courante.

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 [1]:**

$$A_{t_{min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow cv$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V 2003[1] la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi l = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$$

On adopte : 60ϕ

$$L_r = 60 \times \phi l = 60 \times 1.2 = 72 \text{cm}$$

On adopte : $L_r=75\text{cm}$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

➤ **En travée :**

$$Mt_{(ELS)} = 29.56\text{M}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = 9.97\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_t = 42033.6541\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = 7.01 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

➤ **En appuis :**

$$M = -36.53\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = 10.88\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_t = 49551.29\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = 8.02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

Tableau V.12 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire

	M (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	29.56	9.79	42033.65	7.01	15	CV
Appuis	-36.53	10.88	49551.29	8.02	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)[2]**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$L=4.8\text{m}$; $h=35\text{cm}$; $As=4.02\text{cm}^2$; $b=25$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{0.35}{3.7} = 0.094 \geq 0.062 \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow 0.094 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{9.24}{25 * 31.5} = 0.01 \leq 0.010 \dots CV$$

Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que :

$$f = \frac{Mt}{10 \times Ei \times I_{fi}} = \frac{29.56}{10 \times 32164.2 \times 88744.73} = 1.03 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.05 \frac{L}{1000} = 0.024cm$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 \times \lambda i \times u} = \frac{1.1 \times 107187.5}{1.3286} = 88744.73cm^4$$

$$I_0 = 107187.5cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 31.5} = 0.0048$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s \times ft28} = 0.73$$

$$\lambda i = \frac{0.05ft28}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 1.82$$

$f = 1.03 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.024cm$ Donc la flèche est Vérifiée.

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$Tmax < 0.4 \times b \times a \times \frac{fc28}{\gamma b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30cm$$

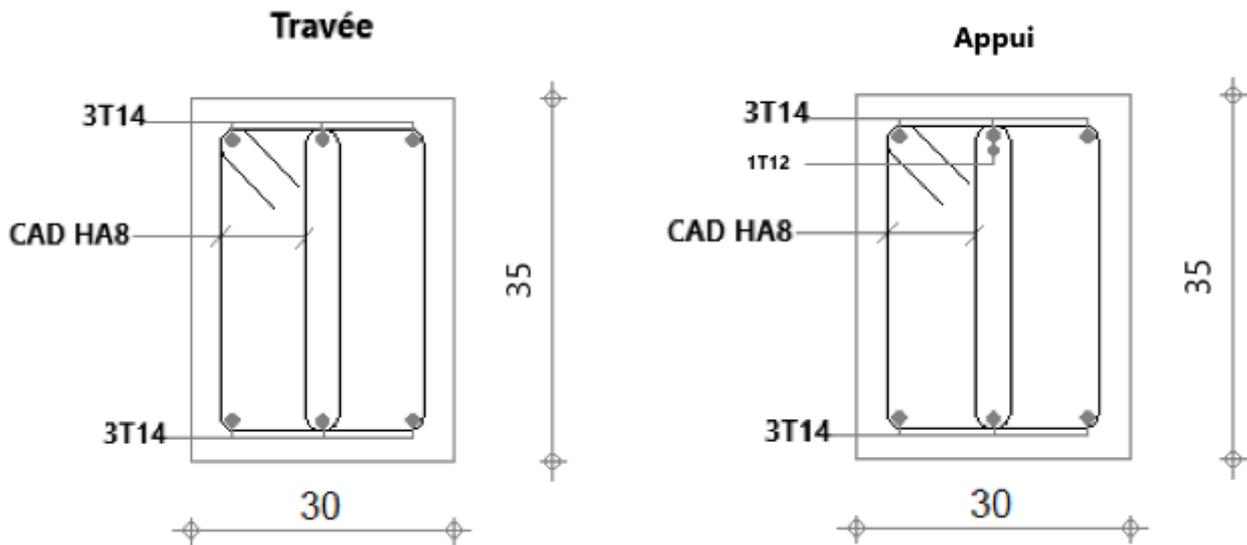


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.6 Étude des voiles :

V.6.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V, et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce

qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.6.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.6.4 Avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.6.5 Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003)[1] et le BAEL 99[2], les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le RPA [1]: $G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

- Selon le BAEL91/99 [2] : $1.35G + 1.5Q$

$G + Q$

V.6.6 Recommandations du RPA99[1] :

V.6.6.1 Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003[1].

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.6.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.7 Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St \leq \min(1.5e; 30cm)$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.6.8 Disposition des voiles :

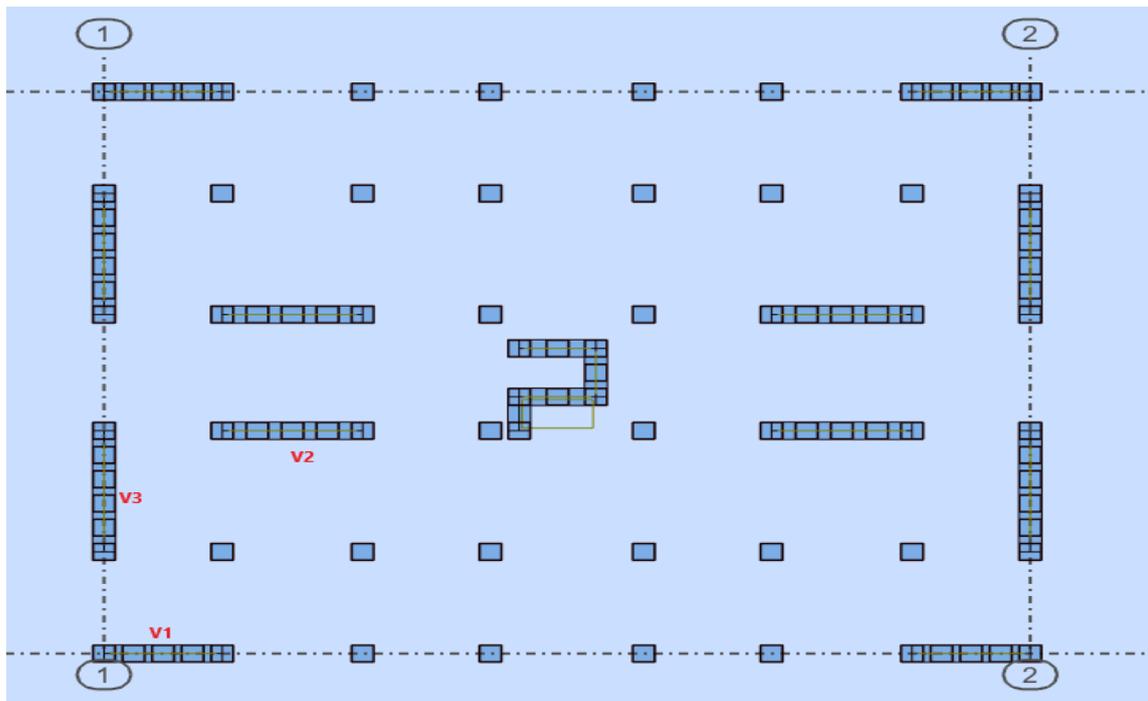


Figure V.6 : Disposition des voiles

V.6.9 Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** » :

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

➤ Détermination des sollicitations sous les combinaisons :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

V.6.9.1 Armatures verticales :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On Remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : (RPA Article 7.7.4) [1]

- Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:
- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichée dans le tableau suivant

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I}$$

avec

$$S = e \times l$$

$$v = \frac{l}{2}$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

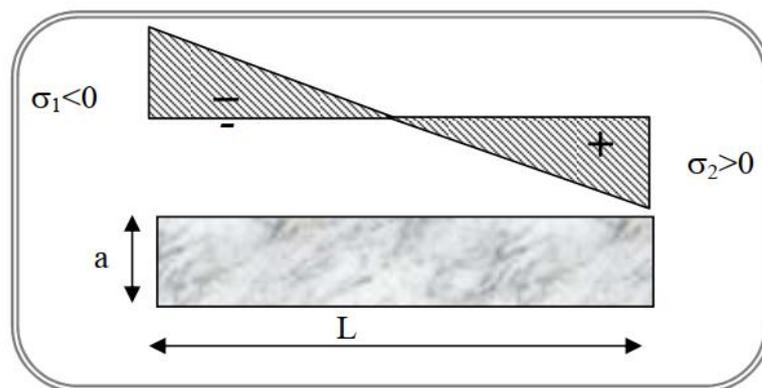


Tableau V.13: Caractéristique géométrique des voiles.

	L(m)	e(m)	V(m) = l/2	B(m²) = L*e	I(m⁴) = e(L³/12)
Voile 1	3.7	0.20	1.85	0.74	0.84
Voile 2	4.4	0.2	2.2	0.88	1.41
Voile 3	5	0.2	2.5	1	2.08

Tableau V.14 : Calcul des sections d'armature verticale.

	COMB	N(KN)	M (KN.m)	V _{max} (KN)	σ _a KN/m ²	σ _b KN/m ²	Nature	LT(m)	AS(cm ²)
Voile1	G+Q-VY	1968.77	79.31	20.35	2824.36	2475.01	E.C	1.72	22.78
	G+Q-VX	692.59	1748.6 1	381.27	4787.03	-2915.17	P.C	1.4	26.95
	0.8G+VY	-1748,33	-11,59	386.98	-2388.09	-2337.04	E.C	1.83	21.61
Voile2	G+Q-VY	2470	41.61	-20.10	2871.74	2741.89	E.C	2.14	30.03
	G+Q-VX	1638.07	2908.5	489.59	6399.52	-2676.64	P.C	1.29	29.27
	0.8G+VY	2617.61	- 2943.7 8	-328.48	-1618.57	7567.68	P.C	0.77	17.68
Voile3	G+Q-VY	2384.88	19.52	8.21	2408.34	2361.41	E.C	2.47	29.45
	G+Q-VX	819.03	20.66	13.84	843.86	794.19	E.C	2.42	9.91
	0.8G+VY	1492.43	3109.2 8	567.91	5229.51	-2244.71	P.C	1.5	28.02

On prend le max entre (A_s, A_{RPA}, A_{BAEL}) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

BAEL

$$P.C \rightarrow A_{min} \geq \left(0.23B \times \frac{ft28}{fe}; 0.05 \times B \right)$$

$$E.C \rightarrow A_{min} \geq \left(4 \times p; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$P = e \times l$$

RPA

$$P.C \rightarrow A_{s min} = 0.2\% \times lt \times e$$

$$E.C \rightarrow A_{s min} = 0.2\% \times lc \times e$$

Tableau V.15 : Choix des armatures verticales pour les voiles.

VOILE 1	L (m)	L _T (m)	A _{RPA} , (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _s (calculé) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
Cas 01	3.7	1.72	7.92	14.8	22.78	42.98	38HA12	25
Cac 02	3.7	1.4	5.6	37	26.95			
Cas 03	3.7	1.83	9.2	14.8	21.61			

VOILE 2	L (m)	L _T (m)	A _{RPA} , (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	As (calcule) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
Cas 01	4.4	2.14	12.44	17.6	30.03	49.76	44HA12	25
Cac 02	4.4	1.29	5.16	44	29.27			
Cas 03	4.4	0.77	3.8	10.62	17.68			
VOILE 3	L (m)	L _T (m)	A _{RPA} , (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	As (calcule) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
Cas 01	5	2.47	10.12	20	29.45	54.29	48HA12	25
Cac 02	5	2.42	10.32	20	9.91			
Cas 03	5	1.5	6	50	28.02			

- Les résultat de calculs des armatures horizontales sont affichée dans les tableau ci-dessous:

$$Ah = \frac{\tau u \times e \times st}{0.8 \times fe} \rightarrow \tau u = \frac{1.4 \times V_{max}}{e \times d}$$

$$d = 0.9L$$

$$A = 0.15\% \times e \times l$$

$$St = \min(1.5 \times e; 30cm)$$

Tableau V.16: Choix des armatures horizontales.

	A _{BAEL} (cm ²)	A _H (cm ²)	Choix des barres	A _{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Voile 1 (L=3.7m), (e=0 ,2m)	11.10	0.90	24T8	12.06	25
Voile 2 (L=4.4m), (e=0 ,2m)	13.2	1.35	24T10	18.85	25
Voile 3 (L=5m), (e=0 ,2m)	15	1.38	24T10	18.85	25

- Vérification a l'état limite ultime (ELU) :**
- Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 (art 7.7.2) [1] à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times fc28 = 5MPa$$

Ou :

b : Epaisseur de voile.

d : hauteur utile $d=0.9L$.

V_u: L'effort tranchant. Selon BAEL[2].

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Tableau V.17 : Calcul et Vérification la contrainte de cisaillement.

Zone	Voile L (m)	V(KN)	\bar{V}	b	d	τ_{bael}	τ_{rpa}	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	observations
Voile 1	L=3.7	386.98	541.77	0,20	3.33	0.58	0.81	2,5	5	Vérifier
Voile2	L=4.4	489.59	685.42	0,20	3.96	0.61	0.86	2,5	5	Vérifier
Voile3	L=5	567.91	795.07	0,20	4.5	0.63	0.88	2,5	5	Vérifier

Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi **le voile 1 (3.70m)** :

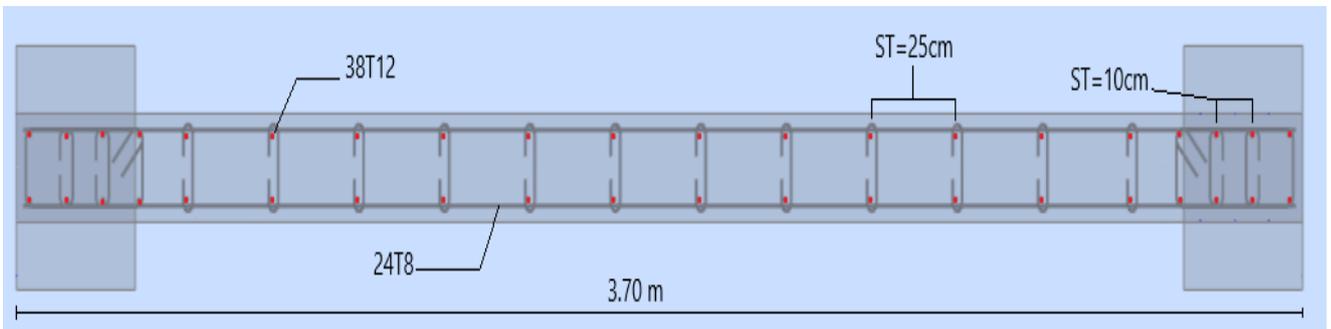
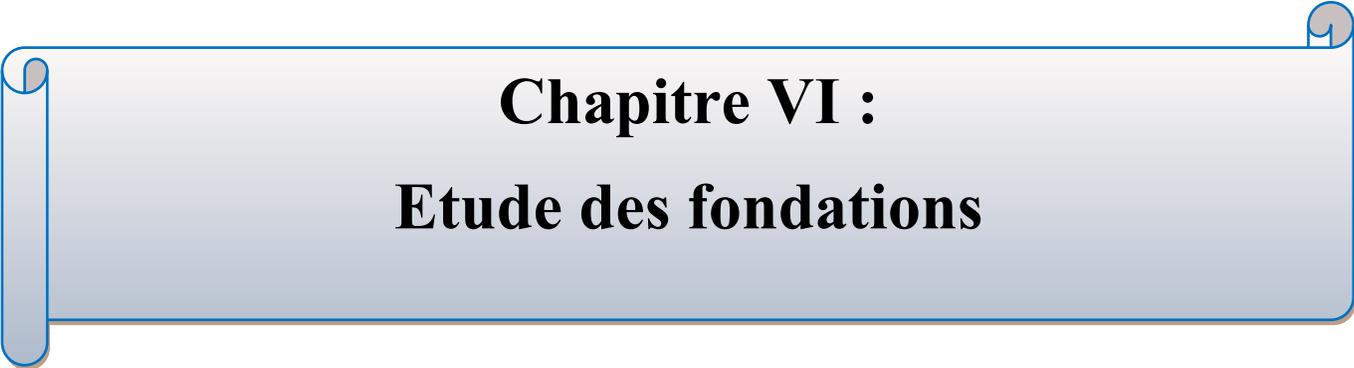


Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile.

V.7 Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferrillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

A decorative horizontal scroll bar with a light blue gradient and a dark blue border. It has rounded ends and small circular details at the top and bottom corners, resembling a scroll.

Chapitre VI :

Etude des fondations

VI.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale):

- Une effort normal.
- Une force horizontale, résultante par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

VI.2 Facteur de choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VI.3 Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1.5bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire. D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1) [1], les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

❖ Calcul de la contraint

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$\gamma_q = 2 \dots (ELU)$

$\gamma_q = 3 \dots (ELS)$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = 2bars$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 2 = 3bar$$

VI.3.1 Vérification de la semelle isolée

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 2$ bar)

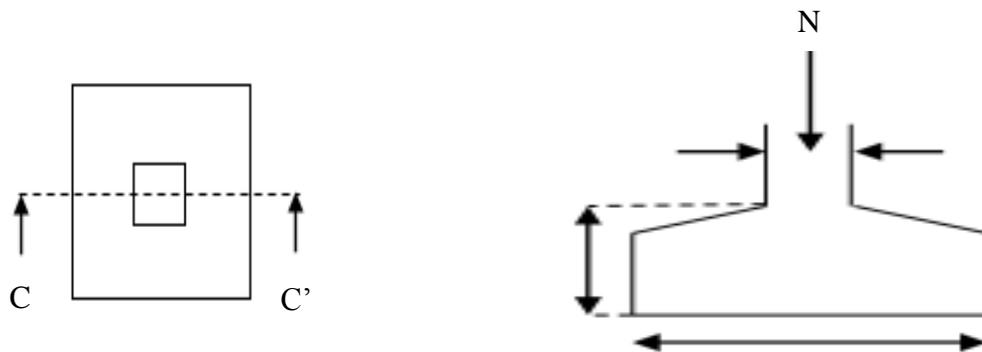
Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (A*B) d'où les semelles sont carrées (A*B)

Soit:

N_s : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel

S : Surface de la fondation (A× B)

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:



Vue en plan Coupe cc'

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

a et b : dimensions de poteau à la base.

On remplace 2 dans 1 ;

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\sigma_{sol} \times a}}$$

$$ELU : B \geq \sqrt{\frac{2210,74 \times 0,45}{300 \times 0,45}} = 2,71 m$$

$$ELA : B \geq \sqrt{\frac{2475,76 \times 0,45}{300 \times 0,45}} = 2,87 m$$

$$ELS : B \geq \sqrt{\frac{1598,32 \times 0,45}{200 \times 0,45}} = 2,82 m$$

D'après le résultat :

Le cas le plus défavorable est à l'ELA. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle **B= 2.87 m** la semelle isolée ne passe pas parce que nous avons utilisé des voiles de contreventement qui nécessitent des semelles filantes.

D'après les résultats, On remarque qu'il y pas de chevauchement des semelles, mais les voiles de contreventement nécessitent des semelles filantes.

Donc on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2 Vérification de la semelle sous poteaux

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$S_s / S_b < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 67127,51 \text{ KN.}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{67127,51}{200} = 335.63m^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 672,8 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 49\% \leq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles filantes sous voile.
- Semelles filantes sous poteaux.

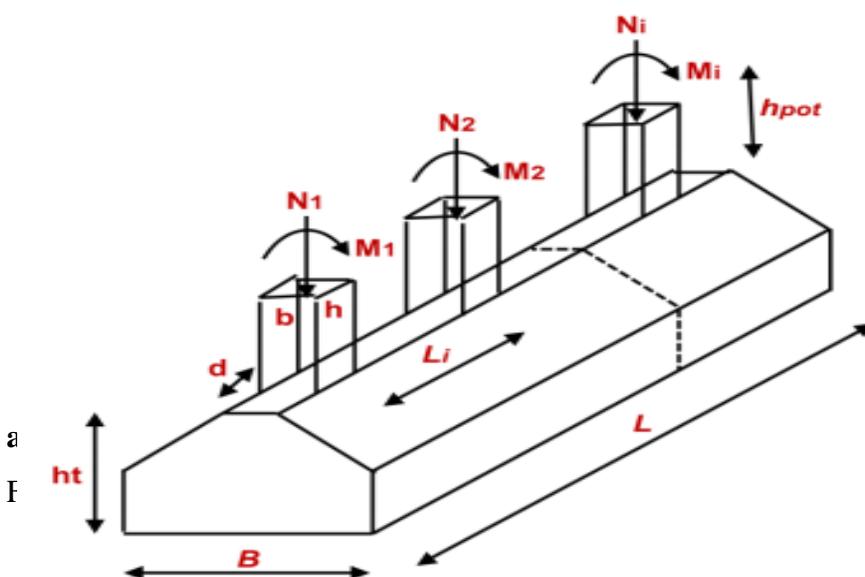
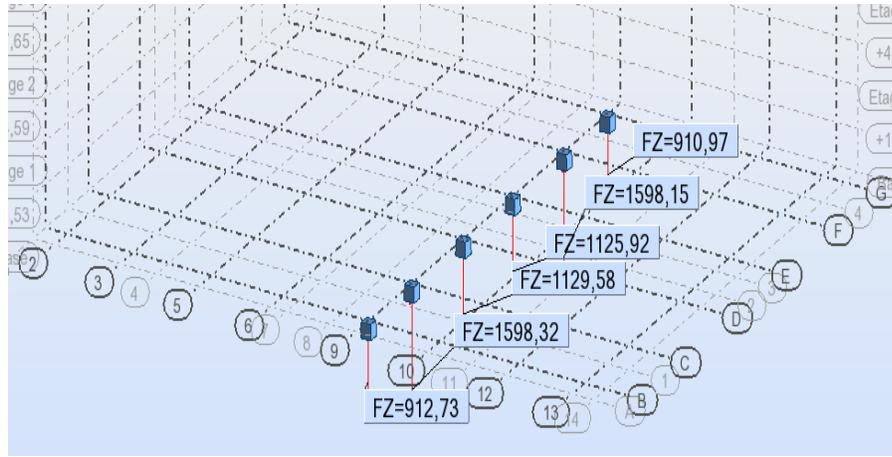
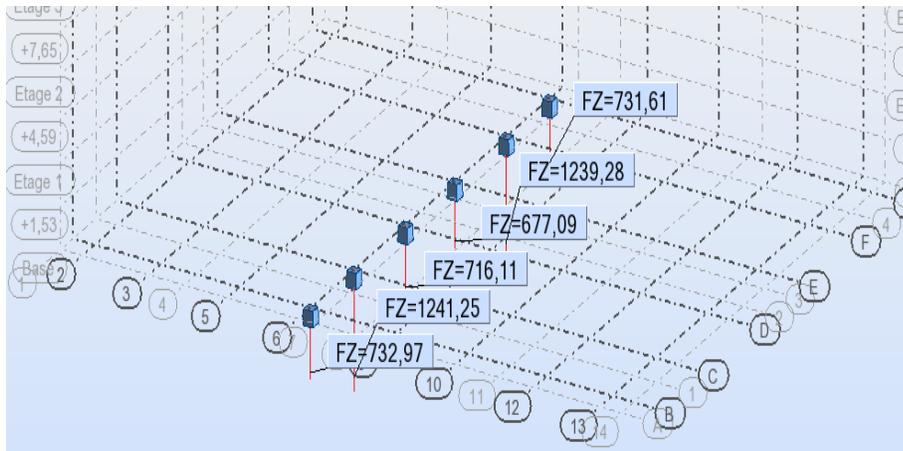


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante sous poteaux.



File des poteaux N°02: $N_{ser} = 5338,31 \text{ KN}$; $A = 23.30 \text{ m}$



On a choisir le cas plus défavorable : $N_{ser} = 5677,35 \text{ KN}$; $A = 23.30 \text{ m}$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{A \times \sigma_s} = 1.22m$$

$$B \geq 1.22m \quad (1 \text{ bar} = 100 \text{ KN/m}^2)$$

On prend: $B = 1.50 \text{ m}$

$$d \geq \frac{(B-b)}{4}$$

$$d = 30\text{cm}$$

$$h = d+5$$

$$h = 30+5 = 35 \text{ cm.}$$

b/-Ferrailage principale :

$$N_u = 10051,66 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8h\sigma_s} = \frac{10051.66 \times 10^3 \times (1500 - 450)}{8 \times 350 \times 348} = 108.31 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = \frac{108.31}{23.3} = 4.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 A=5.65cm²**

c/-Calcul de l'espacement

$$S_t \leq S_{tmax} = \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (27; 40\text{cm}) = 27 \text{ cm.}$$

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

d/-Ferrailage de répartition :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 \text{ Soit } (Ar = 3.93 - 5HA10).$$

On prend : $S_t = 37.5 \text{ cm}$

Vérification de contrainte :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{Nu}{A*B} = \frac{10051,66}{23.3*1.5} = 331.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 287.6 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

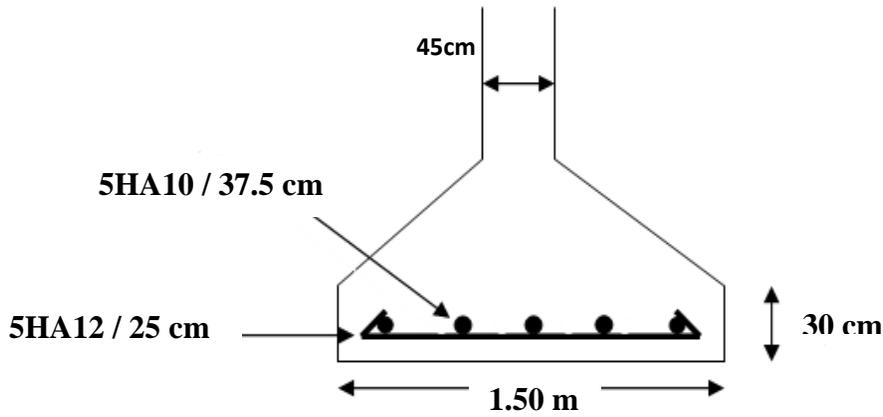


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage semelle filantes sous poteau.

VI.3.3 Semelle filantes croisée :

Tableau VI.1 : Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELS		ELU	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)
P1	993.58	-2.56	1373,79	-3.61
P2	910.83	1.79	1256.51	2,47
P3	910.97	-1.21	1256.69	-1.66
P4	997.27	3.19	1378.93	4.48
V1x	2307,47	2.49	3175,36	3.44
V2x	2300,13	-0.20	3165,17	-0.27
La somme	8420,25	3.50	8607,42	4.85

a/-Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 8420.25\text{KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\sum N_i \times e = ((993.58 \times 6.4) + (910.83 \times 2.4) + (910.97 \times -2.4) + (997.27 \times -6.4) + (2307.47 \times 12.65) + (2300.13 \times -12.65)) = 68,899$$

$$\sum N_i \times e = 68.90 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_i = 3.50\text{KN.m}$$

$$M_s = 68.90 + 3.5 = 72.4\text{KN.m}$$

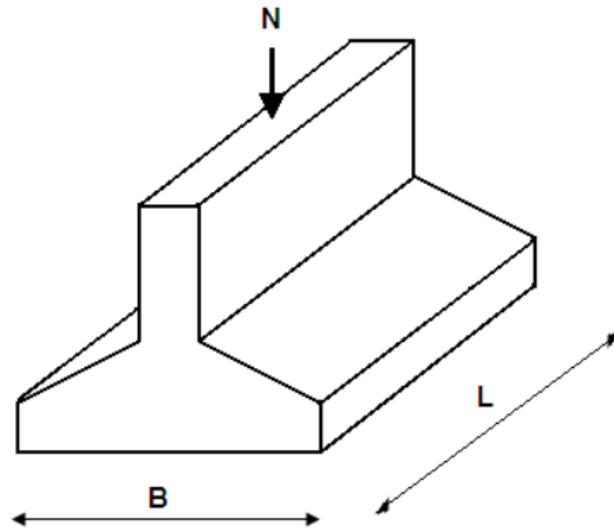


Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile.

b/- Dimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{72.4}{8420.25} = +0.0086m$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L \times \sigma_{sol}}\right) \Rightarrow B > \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L}\right)$$

$$B > \frac{8420.25}{29 \times 200} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0086}{29}\right)$$

$$B > 1.45m$$

On choisit : **B = 1.5 m**

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{29}{1.50} = 19.33 > 5 \dots CV$$

Calcul la hauteur h :

$$\text{Semelle rigide : } \left(\frac{B-b}{4}\right) \leq d \leq (B-b)$$

$$\left(\frac{150-45}{4}\right) \leq d \leq (150-45)$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 35 + 5 \Rightarrow h = 40 \text{ cm, } h \geq L/6 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

c/- Ferrailage principale :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

$$A_{s//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 296,80 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle.

$$N_1 = 296.80 \text{ KN}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle:

$$P_p = 1.5 \times 0.4 \times 29 \times 25 = 435 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres : } (0.4 \times 1.05 \times 29 \times 22) \times 2 = 535.92 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{total}} = 970.92 \text{ KN}$$

$$N_u = 296.8 + 970.92 = 1267.72 \text{ KN}$$

$$A_{s//B} = \frac{N_u (B - b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{1267.72 \times 10^3 \times (1500 - 450)}{8 \times 350 \times 348} = 13.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **9T14 = 13.85 cm²**

d/- Armatures de répartition :

$$A_{r\perp B} = \frac{A_{s//B}}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour feE400 : $A_{s\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$ mais mes calculs $A > 2 \text{ cm}^2$

On adopte : **7T10 = 5.50 cm²**

Avec : un espacement $St = 20\text{cm}$

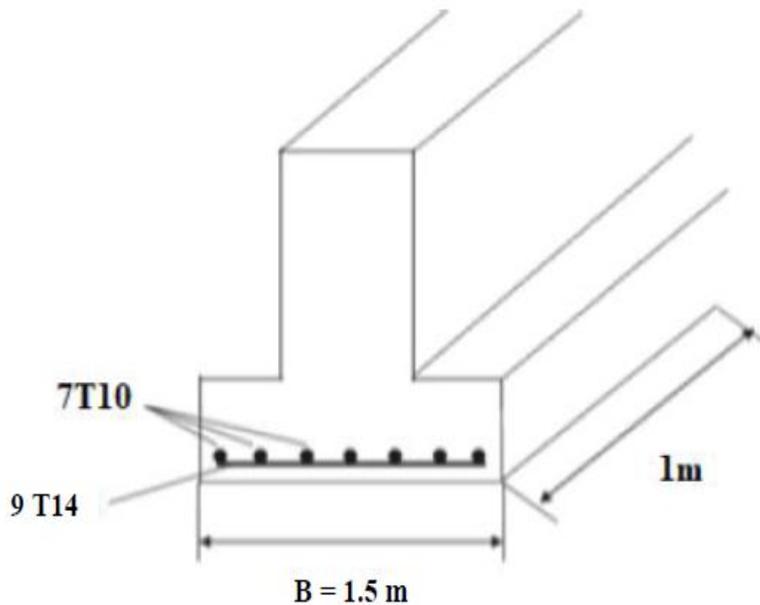


Figure VI.5: Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.4 Longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leurs calculs se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>.

VI.4.1 Dimensionnement de la longrine

Selon [RPA 99] (art.10-1-1) [1], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- ✓ (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ✓ (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (25x30) cm²

VI.4.2 Calcul de ferrailage de la longrine

➤ **Armature longitudinale**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale

$$\text{à } F = \frac{N_{u(\max)}}{\alpha} > 20\text{KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] [1]:

$$\alpha = 12 \text{ (site S3, zone IIa).}$$

$N_{u(\max)}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{u(\max)} = 2210.74 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1278.05}{12} = 184.22 \text{ KN} > 20\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{184.22 \times 10^3}{348} = 5.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite service**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

➤ Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 1598.32 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\left(\frac{N_{ser}}{\alpha} \right)}{A_s} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$A_s \geq \frac{\left(\frac{N_{ser}}{\alpha} \right)}{\overline{\sigma_{st}}} = (1598.32 \times 10^3 / 12) / 201.63 = 6.60 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{smin} = 0.815 \text{ cm}^2$$

➤ **Recommandation de RPA 99 v2003, [1]:**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_s = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{\left(\frac{N_{ser}}{\alpha} \right)}{\overline{\sigma_{st}}} = (1598.32 \times 10^3 / 12) / 201.63 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{s-RPA}, A_{s-cal})$$

On adopter: **6HA12= 6.79cm²**

➤ **Armatures transversales :**

On prend : **4φ6 (A_s = 1.13 cm²)**

Avec espacement de :

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (20 \text{ cm ; } 15 \Phi_{l-\min}).$$

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

Schéma de ferrailage de longrine :

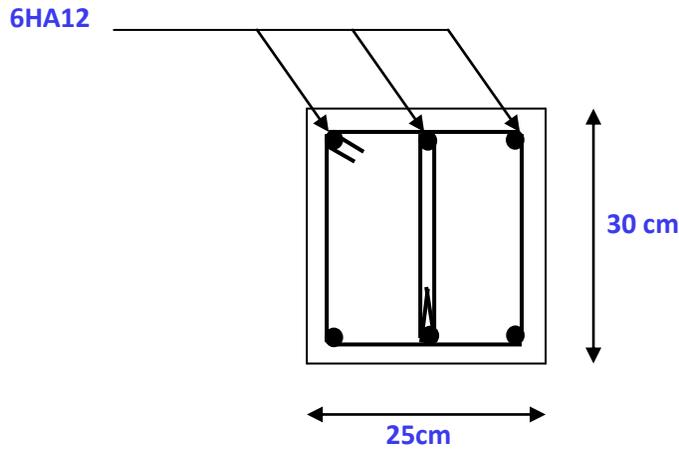


Figure VI.6: Schéma de ferrailage de longrine.

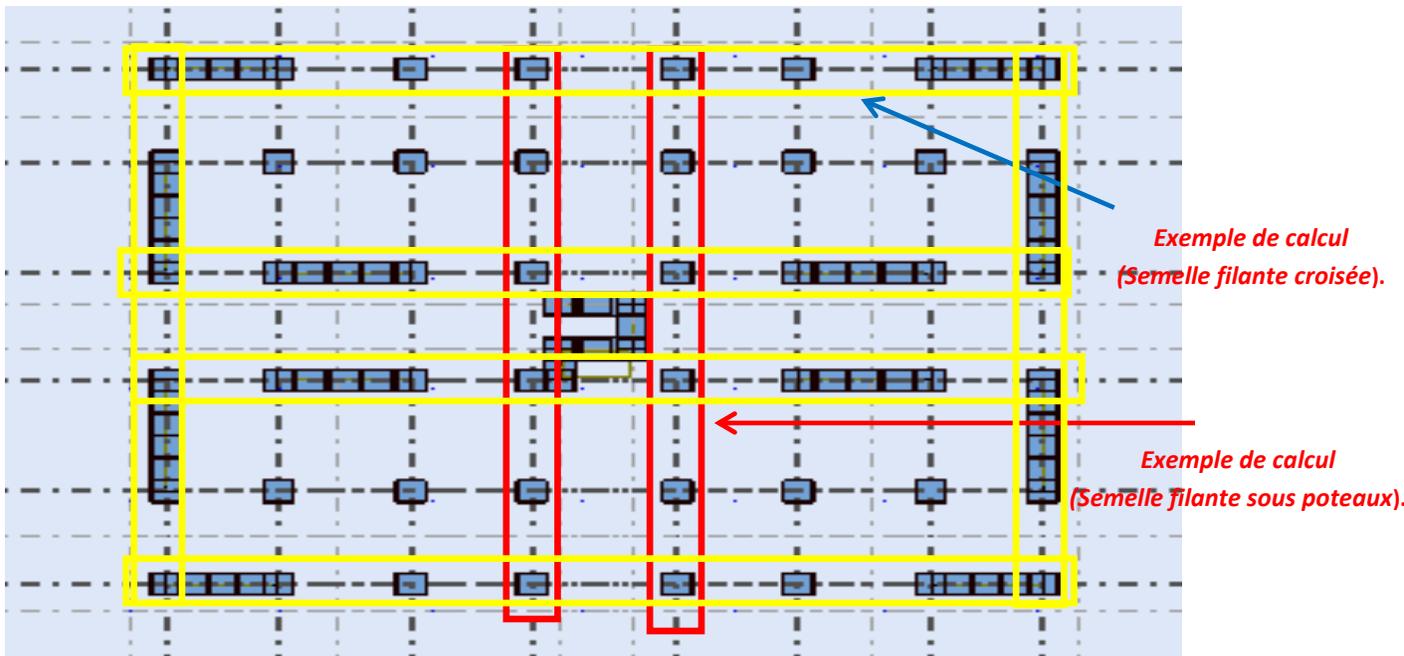


Figure VI.7: Vue en 2D de la semelle filante.

VI.5 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Chapitre VII :
**Étude expérimentale de l'amélioration de
la compressibilité d'une argile.**

VI.1 Introduction

Les sols argileux provoquent des phénomènes physiques non encore maîtrisés dans le domaine de la mécanique des sols est celui du changement de volume d'un corps ou milieu soumis à des conditions particulières, notamment celui du tassement et gonflement des argiles. Ce phénomène est spécifique à certains sols argileux. Les grands changements des caractéristiques de ces sols sont liés principalement aux variations de leur conditions hydriques et état de compacité. Lorsque celle-ci augmente, on assistera à un phénomène de tassement du sol se traduisant par des dommages souvent importants sur les ouvrages de génie civil.

En Algérie, les zones arides représentent près de 95% du territoire national dont 80% sont hyper arides. Plusieurs cas de désordres liés au phénomène de tassement et gonflement des ont été signalés dans de nombreuses régions telles que : **la route des poids lourds à Mila**, Illizi (raffinerie de In Amenas), Oran (hôpital de Sidi Chahmi), Toutefois, on dispose des méthodes d'amélioration qui peuvent utiliser de la chaux, la pouzzolane, le ciment et d'autres ajouts cimentaires, moins coûteuses et plus pratiques. Des études récentes ont montré que ces méthodes avaient des répercussions à long terme sur le sol. Dans cette étude, on s'est intéressé à l'étude d'un sol argileux qui provient de la région **d'Ouled El Kaim (Mila)**. Les échantillons d'argile ont été prélevés à partir de 2 à 4m de profondeur.

Dans cet chapitre, nous exposons les résultats des essais œdométriques réalisés sur une argile naturelle d'Ouled El Kaim (Mila), en y incorporant différents pourcentages de fibres de polypropylène (0 %, 0,4 %, 0,7 % et 1 %) d'une part, et différents taux de ciment (0 %, 5 %, 10 % et 15 %) d'autre part. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et de courbes.

Le présent chapitre est subdivisé en trois parties :

- Le premier partie est consacré aux définitions des argiles en général, tels que les différents types d'argiles, les minéraux argileux, la structure des sols argileux et les liaisons structurelles.
- La deuxième partie présente les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants telles que : la méthode de compactage, de substitution, la stabilisation par ajout de sable, les liants hydrauliques (chaux, ciment), cendres volantes, tout en décrivant les avantages et les inconvénients de chaque technique de stabilisation.
- La troisième partie présente les résultats et interprétations des essais œnométriques.

Enfin, en dernier lieu sont exposées les principales conclusions.

VII.2 Causes et conséquences du tassement et de gonflement

V.II.2.1 Causes du tassement et de gonflement

Le caractère gonflant de certaines argiles est lié en premier lieu à leur composition minéralogique. D'autres facteurs tels que la structure du sol, sa densité, sa teneur en eau initiale peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation de ces argiles. Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des « minéraux expansifs » puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formation de cette équation de base :

- L'ouvrage est construit dans une région à saison constatées (saison sèche- saison humide, en région tropicale par exemple). Des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflant.

- Minéraux expansifs + eau = gonflement » on cite ci-après quelques causes provoquant le gonflement des terrains
- La construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines.
- Des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants.

L'évacuation ou l'évaporation de l'eau contenue dans les sols gonflants est brusquement empêchée alors que les apports d'eau à ses sols ne sont pas limités, ce qui a pour effet d'augmenter leur teneur en eau (ex : la construction d'un bâtiment supprime l'évacuation de l'eau contenue dans un sol de fondation).

VII.2.2 Conséquences du tassement et de gonflement

a. Cas des bâtiments

Le sol situé sous un bâtiment est protégé de l'évaporation pendant l'été néanmoins il se maintient dans un équilibre hydrique qui varie peu au cours de l'année. De fortes différences de teneur en eau vont donc apparaître dans le sol au droit des façades, au niveau de la zone de transition entre le sol exposé à l'évaporation et celui qui en est protégé. Ceci se manifeste par des mouvements différentiels, concentrés à proximité des murs porteurs et particulièrement aux angles de la maison. Ces tassements différentiels sont évidemment amplifiés en cas d'hétérogénéité du sol ou lorsque les fondations présentent des différences d'ancrage d'un point à un autre de la maison. Ces effets se traduisent par des fissurations en façade, image1, souvent obliques et passant par les points de faiblesse que constituent les ouvertures. Les désordres se manifestent aussi par des décollements entre éléments jointifs (garages, perrons terrasses), ainsi que par une distorsion des portes et fenêtres, une dislocation des dallages et des cloisons et, parfois, la rupture de canalisations enterrées (ce qui vient aggraver les désordres car les fuites d'eau qui en résultent provoquent des gonflements localisés). Les maisons individuelles sont les principales victimes de ce phénomène et ceci pour au moins deux raisons :

- La structure de ces bâtiments, légers et peu rigides, mais surtout fondés de manière relativement superficielle par rapport à des immeubles collectifs, les rend très vulnérables à des mouvements du sol d'assise.
- La plupart de ces constructions sont réalisées sans études géotechniques préalables qui permettraient notamment d'identifier la présence éventuelle d'argile gonflante et de concevoir le bâtiment en prenant en compte le risque associé.



Figure VII.1: Désordres dus au phénomène

b. Cas des Chaussées (Route)

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Le désordre subis par la chaussée se résume généralement à des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche sur ses accotements. En saison de pluie ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement entraînant la saturation de ces zones et par conséquent leur gonflement, engendrant ainsi l'apparition de déformation à la surface de la chaussée, puis l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords. Ces phénomènes sont accélérés par le flux routier. Ces désordres s'amplifient avec le début de la saison sèche.



Figure VII.2: Fissuration de la chaussée.

VII.3 Techniques de la stabilisation de sols des sols

VII.3.1 But de la stabilisation

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
- Colmater les vides que l'on peut supprimer;
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau.

VII.3.2 Différentes techniques de stabilisation des sols fins

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante. Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter. Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

VII.3.2.1 Stabilisation Mécanique

a. Le compactage

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont

déterminées par l'essai Proctor normal.

Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (WOPN) permettant l'obtention la densité sèche du sol la plus élevée (γ_d OPN) sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier. La granulométrie, la morphologie des particules du sol et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité.



Fig.VII.3 : Les types de compactage.

VII.3.2.2 Méthode de pré humidification

Elle consiste à augmenter la teneur en eau du sol jusqu'à saturation, nous aurons donc le maximum de gonflement, Chen (1988) cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes:

- Le sol permet un gonflement par humidification précédant la construction.
- Le mouvement de gonflement soit stabilisé lors de la construction réalisant ainsi un état de non soulèvement.
- La permanence de la teneur en eau artificiellement créée.

VII.3.2.3 Stabilisation Chimique avec des Additifs

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'utilisation des additifs seuls ou combinés est actuellement très largement employée dans la plupart des pays du monde. Ces derniers sont classés en trois grandes familles: **a** .Les hydrophobes **.b**. Les liants. **c**. Les matériaux inertes.

a. Hydrophobants : Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés cationiques. Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- Diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau : Ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement.
- Diminution de la structure microscopique du sol.

b. Liants : Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie :

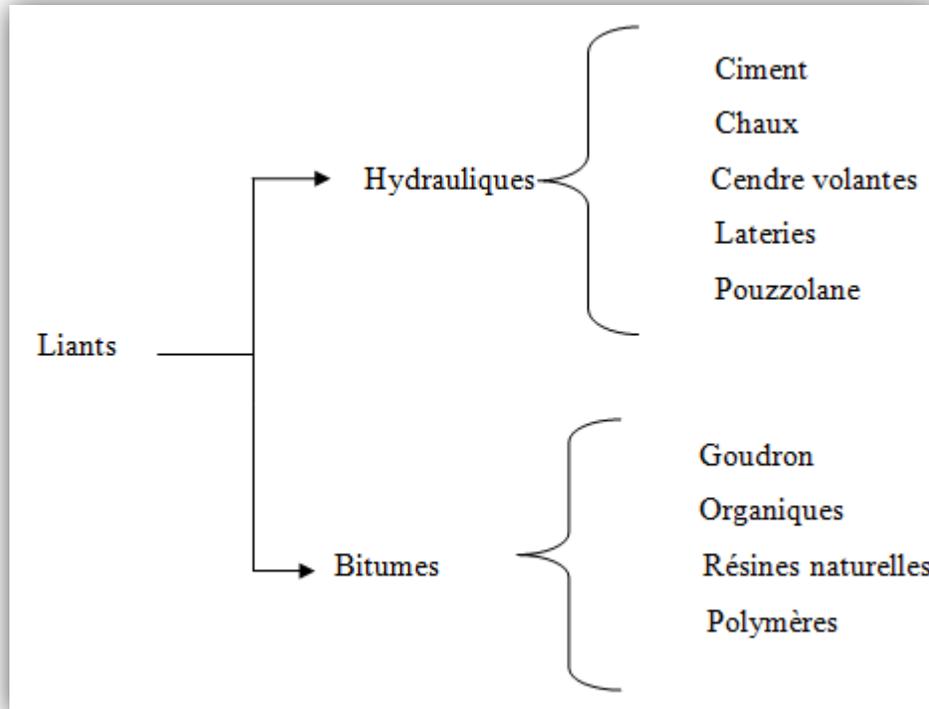


Fig.VII.4 : Classification des liants.

- **Liants Organiques** : Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette. On distingue deux sortes :
 - Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
 - Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.
 - Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant.

L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

- **Liants Hydrauliques** : Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par : Echange cationique, Floculation et agglomération, Carbonations et la Réaction pouzzolanique. Ces réactions se traduisent par :
 - Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par floculation et échange cationique.

Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

VII.3.2.4 Stabilisation par ajout du sable :

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est

réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir 50% de sable). L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

KOMORNIK et IIVNEH, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est due à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

MORAUX, 1969 a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors «encaisser » un gonflement éventuel.

VII.3.2.5 Stabilisation aux cendres volantes :

Les cendres volantes sont un sous-produit des centrales thermiques qui brûlent le charbon en poudre. Elles sont considérées comme une pouzzolane artificielle et s'emploient comme telle, avec du ciment pour faire du béton ou dans le sol-ciment.

Les cendres volantes ont été employées aussi avec de la chaux dans la stabilisation des sols. Zalihe Nalbantoglu, (2004) ; a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les cendres volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités. Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement.

VII.3.2.6 Stabilisation des sols à la chaux :

a. La chaux :

Le terme « chaux » désigne les produits issus de la calcination du calcaire. Ou autrement dit, il désigne toutes les formes physiques et chimiques dans lesquelles peuvent apparaître l'oxyde de calcium et de magnésium (CaO et MgO) et/ou l'hydroxyde de calcium et/ou de magnésium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et $\text{Mg}(\text{OH})_2$.

Le calcaire est extraits des carrières ou d'autres gisements (calcaire maritime), ces blocs sont concassés, puis criblés de façon à acquérir un calibre de pierres compatible avec le type de four utilisé. La cuisson du calcaire est appelée calcination, elle permet d'obtenir la chaux

a.1. Modification des propriétés du sol:

Les observations sur les sols traités ont permis de noter les modifications suivantes dans leurs caractéristiques :

a.1.1. Modification de la teneur en eau l'hydratation de la chaux vive est une réaction immédiate et fortement exothermique, ce qui a pour effet d'élever la température du mélange. Une partie de cette

chaleur va contribuer à l'évaporation d'une quantité d'eau du sol un autre phénomène intervient simultanément c'est l'aération du sol lors du malaxage. L'expérience a montré que pour 1% de chaux la teneur en eau du mélange diminue de 0,6 à 0,8% (Annales LCPC, 1972).

a.1.2. Modification des propriétés géotechniques elle se fait en deux étapes, l'une immédiate et l'autre lente, elle dépend de l'importance de la fraction argileuse contenue dans le sol et de sa nature.

• Modifications immédiates Additivement à l'échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{++} , et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques mises en jeu par l'échange les caractéristiques suivantes :

- La limite de plasticité,
- L'indice de plasticité,
- Le CBR,
- L'allure de la courbe Proctor.
- Les caractéristiques optimales.

Se trouvent modifiées par l'ajout de chaux. Ces modifications sont obtenues par des dosages faibles en chaux, elles se traduisent par la formation de grumeaux non collants dans la masse du sol.

• modifications à long terme l'argile et la chaux vont agir l'une sur l'autre en donnant naissance à de nouvelles espèces minérales qui constituent des ciments de qualités diverses, liant entre elles les particules inertes du sol. Ces ciments sont responsables de l'augmentation de la résistance mécanique du sol (Holtz, 1969).

b. Mécanismes de stabilisation à la chaux:

Les théories de stabilisation à la chaux suggèrent cinq mécanismes de base:

b.1. Absorption d'eau : En présence d'eau, dans une terre humide, la chaux vive subit une réaction d'hydratation qui s'accompagne d'un important dégagement de chaleur :

environ 300kcal/kg de chaux vive.

b.2. Echange cationique : Lorsque l'on ajoute de la chaux à une terre humidifiée, celle-ci est saturée d'ions de calcium. Apparaît alors un phénomène d'échange de cations : les ions de calcium se substituent aux actions échangeables du complexe de la terre telle que magnésium, sodium, potassium et hydrogène. L'importance de cet échange cationique dépend de la quantité de cations échangeables présents dans la capacité totale d'échange cationique de la terre.

b.3. Floculation et agglomération : Du fait de l'échange de cations et l'augmentation de la quantité d'électrolytes dans l'eau interstitielle, les particules de la terre floculent et s'agglomèrent ; il y a augmentation de la taille des agrégats de la fraction fine. La texture et la structure changent.

b.4. Carbonatation : La chaux ajoutée à la terre réagit avec le dioxyde de carbone de l'air pour former des ciments carbonatés médiocres. Cette réaction consomme une partie de la chaux disponible pour les réactions pouzzolaniques.

b.5. Réaction pouzzolanique : c'est de loin le mécanisme le plus important qui influence principalement la stabilisation à la chaux les propriétés de résistance du matériau résultent pour l'essentiel d'une dissolution des minéraux argileux dans un environnement alcalin produit par la chaux et de la recombinaison de la silice et de l'alumine des argiles avec le calcium pour former des silicates complexes d'aluminium et de calcium qui cimentent les grains entre eux. La chaux doit être ajoutée à la terre en quantité suffisante afin de produire et de maintenir un pH élevé nécessaire à la dissolution des minéraux argileux, et pour une période suffisante qui permettra une réaction de stabilisation effective.

compacter.

La quantité de chaux recommandée pour cela est comprise entre 1 et 3%, tout dépend du type et du pourcentage des minéraux présents. Andrews et O'flaherly (1968) ont montré que la diminution de la densité sèche ne dépend pas seulement du dosage en chaux mais aussi du taux de minéraux argileux présents dans le sol.

VII.3.2.7 Stabilisation mixte chaux-ciment :

L'ajout du ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux et en préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps.

Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées. Prusinski et al. (1999) rapportent également que, contrairement à la croyance populaire, le ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un I_p pouvant atteindre .

Enfin, Chaddock (1996) rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux ciment comparativement à un traitement à la chaux seule. Il existe d'autres techniques de stabilisation tel que :

- Stabilisations par solutions salines.
- Stabilisation par ajout des cendres volantes.
- Drainage.
- Applications à forts pressions.

VII.3.2.8 Stabilisation par ajout du ciment :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450-1550 C⁰ des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland.

D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles. L'utilisation des ciments permet d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques par liaison des grains du sol.

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques présentant une faible adaptation à la chaux. Le ciment rigidifie mieux et plus rapidement les sols comparativement à la chaux. De même, sa résistance au gel est meilleure. (Mitchell et Raad (1973) remarquent que le fait d'appliquer les ciments portlands à des argiles très plastiques, sont moins efficaces comparativement à la chaux. En effet, les argiles gonflantes ont une affinité à l'eau tellement grande que le ciment ne peut pas s'hydrater suffisamment au point que les réactions pouzzolaniques s'achèvent complètement. Généralement, le ciment est avantageux d'être utilisé lorsque les sols ne sont pas réactifs à la chaux

Le mélange du ciment à l'eau initie un processus chimique d'hydratation qui forme une pâte dure.

Quand les particules de ciment subissent l'hydratation, un gel cimentaire fin se forme autour des particules. Puisque le gel cimentaire est poreux et contenant de l'eau de cristallisation, son volume va augmenter plus que celui du ciment avant la réaction. Ainsi, dès que la réaction entre le ciment et l'eau se produit, les vides entre les particules du ciment se remplissent graduellement avec le gel. En même temps, la pâte du ciment augmente de densité et devient plus résistante .

VII.3.2.9 Stabilisation par ajouts les géotextiles:

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

Actuellement, les géotextiles sont plus utilisés et mieux connus que les géo membranes (Lambert, 1997), employées notamment pour l'étanchéité des ouvrages. On recense plusieurs dizaines de domaines d'utilisation des géotextiles, de la géotechnique routière aux ouvrages hydrauliques en passant par la stabilisation des sols. Dans tous ces ouvrages les géotextiles remplissent l'une au moins des six fonctions élémentaires : la séparation, la filtration, le drainage, le renforcement, la protection, la lutte contre l'érosion. Ces fonctions seront précisées par la suite.

Les géotextiles sont classés selon leur structure, c'est-à-dire en fonction du mode de fabrication qui, à partir de fibres de polymères (principalement du polypropylène), a permis d'obtenir un matériau fini.

Ces « familles » portent des noms issus de l'industrie textile. Ainsi, les géotextiles peuvent être des géotextiles tissés produits à partir de fils Mono filaments, de fils multi filaments, ou de bandelettes ; des géotextiles non-tissés qui peuvent être aiguilletés ou thermo liés, ou bien encore tricotés. Il existe aussi des produits apparentés aux géotextiles conçus pour assurer l'une au moins des fonctions élémentaires des géotextiles. Parmi ces produits, citons les géo grilles, géo composites, géo cellules, géo naturels (Constitués de fibres naturelles) notamment utilisés en renforcement, drainage, protection des berges, et lutte anti-érosion.



Fig.VII.5: Technique de la stabilisation par géotextiles.

VII.3.2.10 Stabilisation mixte ciment-fibres

On notre projet nous étudie il a stabilisation de sols par la mixte de (**ciment-fibres**).

VII.4 Etude expérimentale de l'argile d'ouled el kaim

VII.4.1 Localisation et description du sol étudié

Notre étude a été effectuée sur des échantillons de sol provenant de la région **d'Ouled El Kaim** situés au sud-ouest du pays à proximité de la ville de Mila. Le sol de ce site est à l'origine de soulèvements non négligeables des fonds de fouille ayant entraîné la fissuration des longrines de la briqueterie **d'Ouled El Kaim (Mila)**. Le site, situé au sud-ouest de Mila, est constitué par des marnes grises et vertes. Ce sont des formations sédimentaires marines lagunaires vers le sommet, connues sous l'appellation de marnes bleues du Miocène supérieur (Hachichi et al ; 2002). Leur épaisseur peut parfois dépasser 300 mètres.

VII.4.2 Essais Géotechniques

La réalisation des essais en laboratoire de mécanique des sols est complémentaire et nécessaire aux essais in situ afin d'établir un rapport géotechnique complet. Dans notre travail, les essais ont été réalisés au laboratoire des Sciences Naturelles et des Matériaux (LSNM) au centre université de Mila, conformément aux normes (françaises et européennes) et aux modes opératoires en vigueur. Les essais que nous avons effectués sur les échantillons de sol sont :

A. Les essais physiques :

- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique par sédimentation.

B. Les essais mécaniques :

- Essai de compressibilité à l'odomètre.

VII.4.2.1 Essais physiques :

a. Limite d'Atterberg :

a.1 But de l'essai :

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Cet essai est destiné à la détermination de deux limites (limite de liquidité et limite de plasticité). L'essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Il se fait uniquement sur les éléments fins du sol (les éléments passent à travers le tamis de dimension d'ouverture de maille de 400 μ m).

b.2 Principe de l'essai :

- Détermination de la limite de liquidité W_L :

On recherche la valeur de la teneur en eau pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués.

- Détermination de la limite de plasticité W_p :

Il s'agit de rechercher la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.

b.3 Appareillage :

- Un appareil de Casagrande.
- Une coupelle (lisse ou rugueuse).
- Un outil à rainurer.
- Des spatules ; des capsules ; des godets.
- Une balance.

- Une étuve.



Fig. VII.6: Appareil de Casagrande et les différents outils

b.4 Mode opératoire de l'essai :

- Préparation du sol :

- Echantillonner le sol et homogénéiser par brassage.
- Imbiber une masse de sol dans un récipient d'eau pendant au moins 24 heures.
- Tamiser par voie humide au tamis 400 μ m.
- Recueillir l'eau de lavage et le tamisât dans un bac.
- Siphonner l'eau claire du bac sans entraîner de particules solides après une décantation d'au moins 12 heures.
- Evaporer l'eau excédentaire à une température ne dépasse pas 50°C.
- Malaxer la totalité du tamisât afin d'obtenir une pâte homogène.

-Détermination de la limite de liquidité :

Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. A l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en % qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

Cette relation s'écrit comme suit : $W_L = \omega \times (N/25)^{0.121}$

Avec :

W_L : la limite de liquidité.

ω : La teneur en eau au moment de l'essai. N : Nombre de coups.



Fig.VII.7: Essai pour la détermination de la limite de liquidité.

Tableau VII.1 : Résultats de l'essai de la limite de liquidité.

Moule	Nombre de coups	Poids de la tare	Poids humide	Poids sec	Poids sec-poids tare	Poids sec -tare	W%
P	15	12.7	40.6	31.8	27.9	19.2	45%
A	19	11.8	32.8	27.1	21	15.3	37%
3	27	12.3	32.2	26.2	19.9	13.9	43%

La Limite de liquidité de notre échantillon de sol est calculée comme suit :

$$= \frac{45\% + 37\% + 43\%}{3} = .41.66 \%$$

-Détermination de la limite de plasticité :

On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau; on façonne avec la pâte un rouleau de 3 mm ±5 de diamètre pour une centaine de 10 mm de longueur. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm.



Fig.VII.8 : Essai pour la détermination de la limite de plasticité

Tableau VII.2 : Résultats de l'essai de la limite de plasticité.

moule	Poids de la tare	Poids humide	Poids sec	Poids humide – tare	Poids sec - tare	W%
T1	11.6	16.6	15.6	5	4	25%
S	11.6	15.4	14.6	3.8	3	26.66%

Limite de plasticité : $L_p = 41.66\% + 26.66\% = 15.83\%$

b.5 Expression des résultats :

La limite de liquidité (W_L) : caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

- La limite de plasticité (W_P) : caractérise la transition entre un état solide et un état plastique. Cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage, maximale pour travailler un sol et éviter la compaction.
- Indice de plasticité (I_P) : différence entre les limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_P = W_L - W_P$$

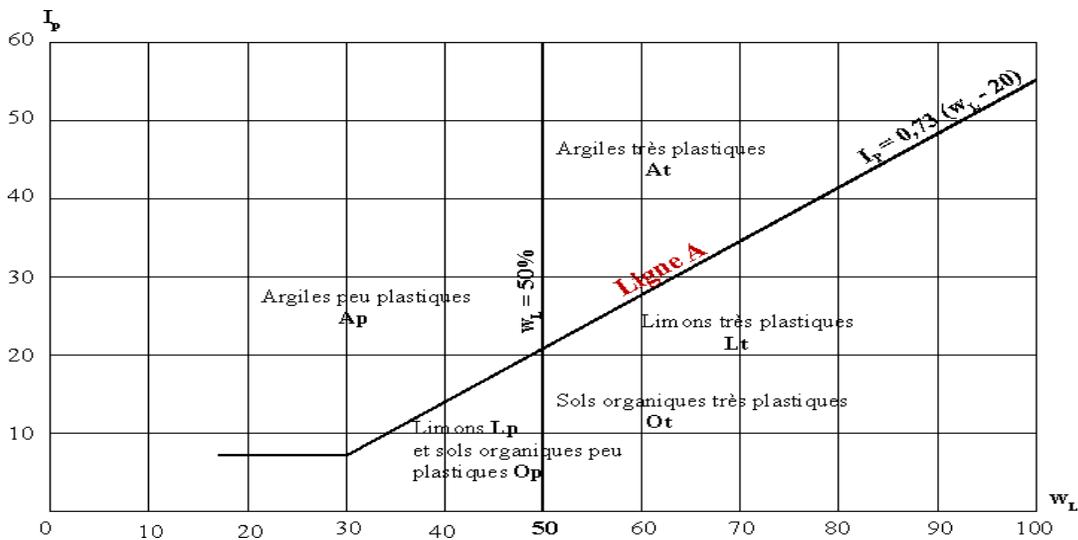
Pour notre échantillon de sol : $I_p = 41.66\% - 25.83\% = 15.83\%$

$I_p = 15.83\%$

Selon la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent être classés comme suit :

Tableau VII.3 : classification de l'indice de plasticité.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique



Selon le tableau si dessus et la figure si dessous notre argile est de **type plastique**

Fig.VII.9: Classification IP selon l'abaque de casagrande.

VII.4.2.2 Essais Mécaniques

a. Essai de compressibilité à l'œdomètre

a.1 But de l'essai :

- Déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol tels que :
 - P_c : la pression de consolidation.
 - C_c : le coefficient de compression.
 - C_g : le coefficient de gonflement.
- Tracer une courbe de comportement appelée la courbe œdométrique ou courbe de compressibilité.
- Ces caractéristiques permettent d'estimer le tassement en fonction du temps.

a.2 Principe de l'essai :

Le matériau est placé dans une enveloppe rigide, entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles. On exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation.

a.3 Appareillage :

- Le bâti.
- Une cellule.
- Une étuve.
- Une balance.

- Un comparateur.



Fig VII.10 : Bâti oedométrique.

a.4 Mode opératoire de l'essai :

- Tailler l'échantillon paraffiné.
- Mettre l'échantillon dans une cellule.
- Mettre la cellule dans le bâti.
- Remplir le châssis avec de l'eau.
- Régler le comparateur à 5000.
- Appliquer des forces verticales suivant la norme.
- Mesurer les tassements à des temps réguliers.

a.5 Expression des résultats :

Calculer l'indice des vides et tracer les courbes de compressibilité (l'indice des vides en fonction des contraintes).

Tableau VII.4: Résultats de l'essai œdométrique

Pression (kPa)	Lecture	Tassement moyen (mm)	Indice des vides (eo)
5	267,4	-0,53	0,797
10	294,0	-0,59	0,790
20	374,2	-0,75	0,770
40	495,0	-0,99	0,740
80	656,0	-1,31	0,700
160	808,6	-1,62	0,662
400	1058,6	-2,12	0,600
800	1300,2	-2,60	0,540
400	1308,2	-2,62	0,538
160	1288,1	-2,58	0,543
80	1276,0	-2,55	0,546
40	1263,9	-2,53	0,549

20	1255,9	-2,51	0,551
10	1235,8	-2,47	0,556
5	1227,7	-2,46	0,558

- Tracer les courbes de consolidation (le tassement en fonction du temps).

NB :

Lorsque l'échantillon contient des éléments de dimension supérieure à 5 mm ou 20% d'éléments supérieurs 2 mm l'essai oedométrique sera annulé.

Tableau VII.5: les charges utilisées durant l'essai oedométrique

Pression (kPa)	25	50	100	200	400	800
N (Kg)	1	2	4	8	16	32

Les résultats de l'essai oedométrique sont représentés dans la figure VII.11.

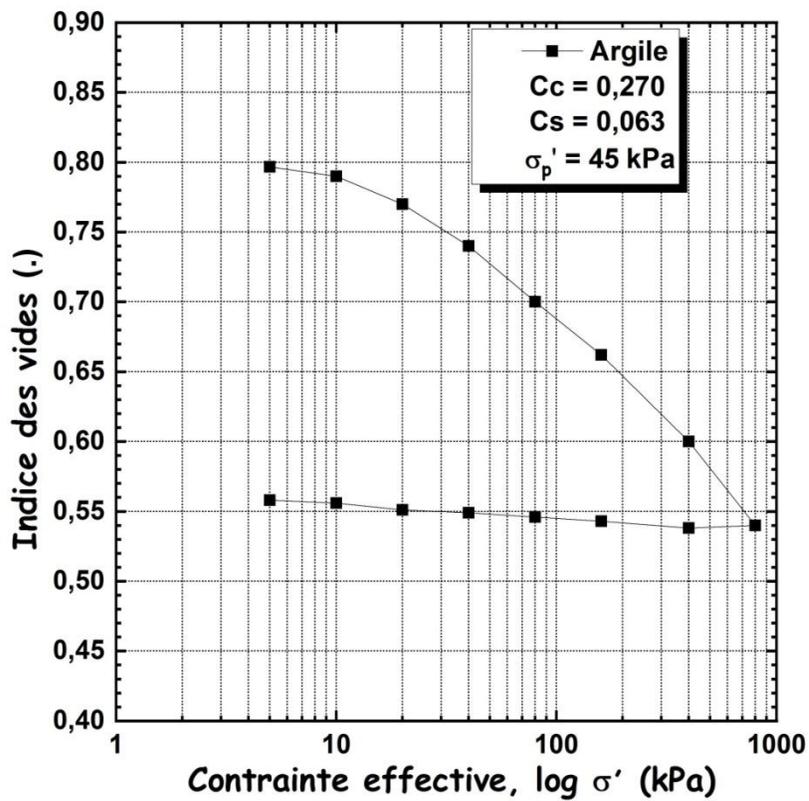


Fig. VII.11 : Courbe de compressibilité de l'argile non traité.

Tableau VII.6 : Exploitation des résultats suivant l'indice de gonflement C_g et l'indice de compression C_c .

$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu compressible
$0.05 < C_c < 0.1$	Sol peu compressible
$0.1 < C_c < 0.2$	Sol moyennement compressible
$0.2 < C_c < 0.3$	Sol assez fortement compressible
$0.3 < C_c < 0.5$	Sol très compressible
$0.5 < C_c$	Sol extrêmement compressible

$C_g > 0.05$	Sol gonflent
$C_g < 0.05$	Sol peu gonflent

La figure VI.11 montre la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée pour l'argile étudié non traitée. Selon le tableau si dessus La valeur moyenne de l'indice de gonflement correspondante à 5.85% sol gonflent et de l'indice de compression correspondante à 18.87% sol moyennement compressible.

VII.5 Résultats et interprétations des essais œdométriques

VII.5.1 Déroulement des essais

Dans cette partie, nous présentons les résultats obtenus à partir d'études menées sur les caractéristiques de compressibilité des sols renforcés à l'aide de fibres de polypropylène et de ciment. Plusieurs recherches ont démontré que l'ajout de fibres et de fractions de ciment permet de réduire le tassement des sols argileux. Il a également été observé que l'indice de compressibilité de l'argile diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres, jusqu'à un certain seuil, au-delà duquel il recommence à croître.

Dans cette optique, nous exposons les résultats des essais œdométriques réalisés sur une argile naturelle, en y incorporant différents pourcentages de fibres de polypropylène (0 %, 0,4 %, 0,7 % et 1 %) d'une part, et différents taux de ciment (0 %, 5 %, 10 % et 15 %) d'autre part. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et de courbes.

Enfin, une interprétation détaillée de ces résultats sera proposée, avec une discussion sur l'amélioration des paramètres mécaniques du sol consécutive à l'ajout de fibres de polypropylène et de ciment.

VII.5.2 Résultats des essais oedométriques

VII.5.2.1 Influence des teneurs en fibres sur caractéristiques de compressibilité de l'argile :

L'indice des vides a été calculé selon cette équation :

$$e = H_v/H_s \dots \dots \dots (VII.1)$$

e est l'indice des vides, H_v est la hauteur des vides et H_s et la hauteur des grains solides.

D'après les figures VII.12 on remarque que l'indice des vides diminue avec l'ajout des fibres de polypropylènes de 0.4 à 1%. Cette diminution est due peut être que les fibres rempli les espaces vides entre les grains du sable, c'est pour cette raison on remarque une diminution de l'indice des vides.

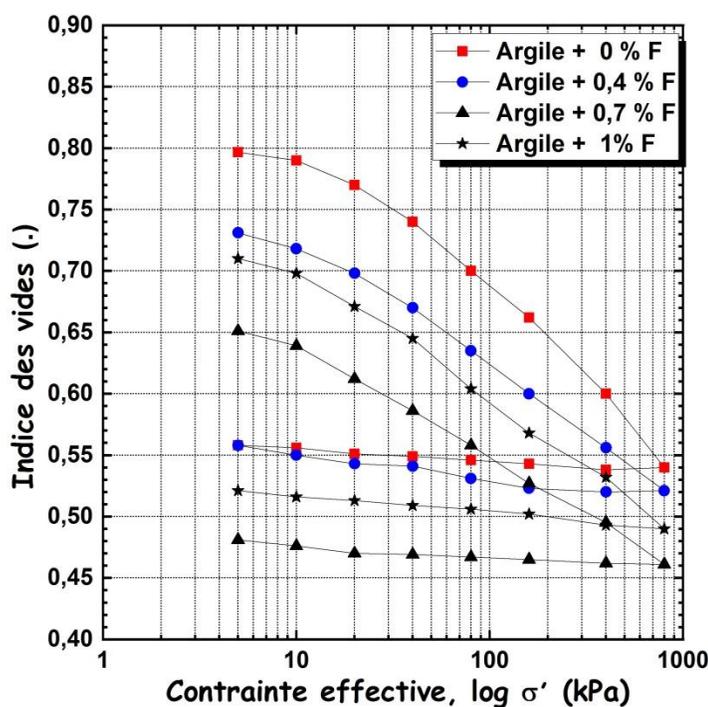


Fig.VII.12 : l'effet des fibres sur caractéristiques de compressibilité.

D'après le tableau VII.7 On observe une diminution progressive de l'indice des vides (e) avec l'augmentation du pourcentage de fibres de polypropylène de 0 % à 1 %. Les valeurs des indices de compressibilité (C_c) et de recompression (C_s) diminuent également.

Tab.VII.7 : Résultats des essais oedométriques pour l'argile- fibre.

F(%)	Cc	Cs	σ'_p
0	0.27	0.063	45
0.4	0.23	0.051	60
0.7	0.20	0.045	90
1	0.18	0.042	105

VII.5.2.2 Influence des teneurs en ciments sur caractéristiques de compressibilité du sol argileux:

D'après les figures VII.13 on remarque que l'indice des vides diminue avec l'ajout des ciments de 5 à 15%. Cette diminution est due peut être que les fines des ciments rempli les espaces vides entre les grains du sable, c'est pour cette raison on remarque une diminution de l'indice des vides.

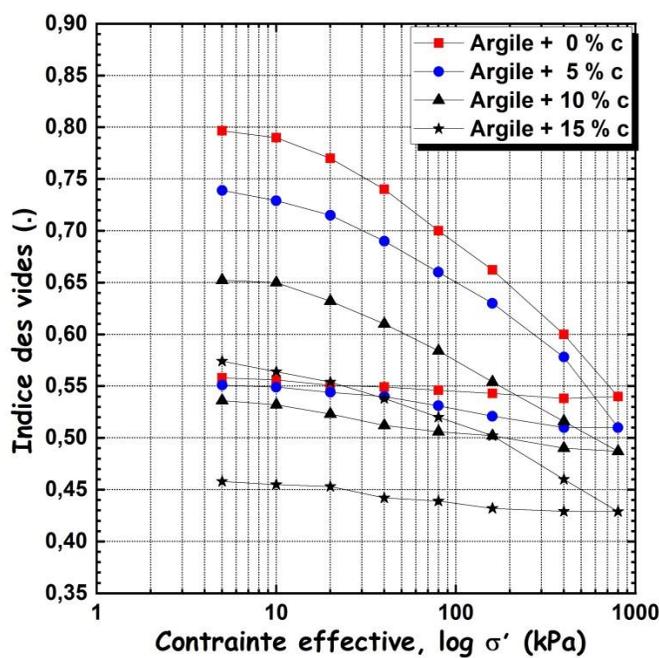


Fig.VII.13 : l'effet des teneurs en ciment sur caractéristiques de compressibilité.

L'augmentation du pourcentage de ciment de 0 % à 15 % provoque également une baisse significative des valeurs de C_c et C_s . Le ciment joue un rôle chimique actif en réagissant avec les minéraux argileux. Cette réaction génère des produits cimentaires qui comblent les vides et renforcent la structure du sol, améliorant ainsi sa rigidité et réduisant sa susceptibilité à la compression et au recompression.

Tab.VII.8 : Résultats des essais oedométriques pour argile- ciment. .

F(%)	Cc	Cs	σ'_p
0	0.27	0.063	45
5	0.24	0.060	60
10	0.16	0.040	110
15	0.12	0.035	130

VII.5.2.3 Influence des mélanges fibre-ciment sur caractéristiques de compressibilité du sol argileux:

D'après la figure VII.14 et les tableaux (VII.9, VII.10 et VII.11) on n'observe que l'association des fibres avec différents pourcentages de ciment (5 %, 10 %, 15 %) conduit à des valeurs encore plus faibles de compressibilité. Le meilleur comportement est obtenu à 1 % de fibres + 15 % de ciment.

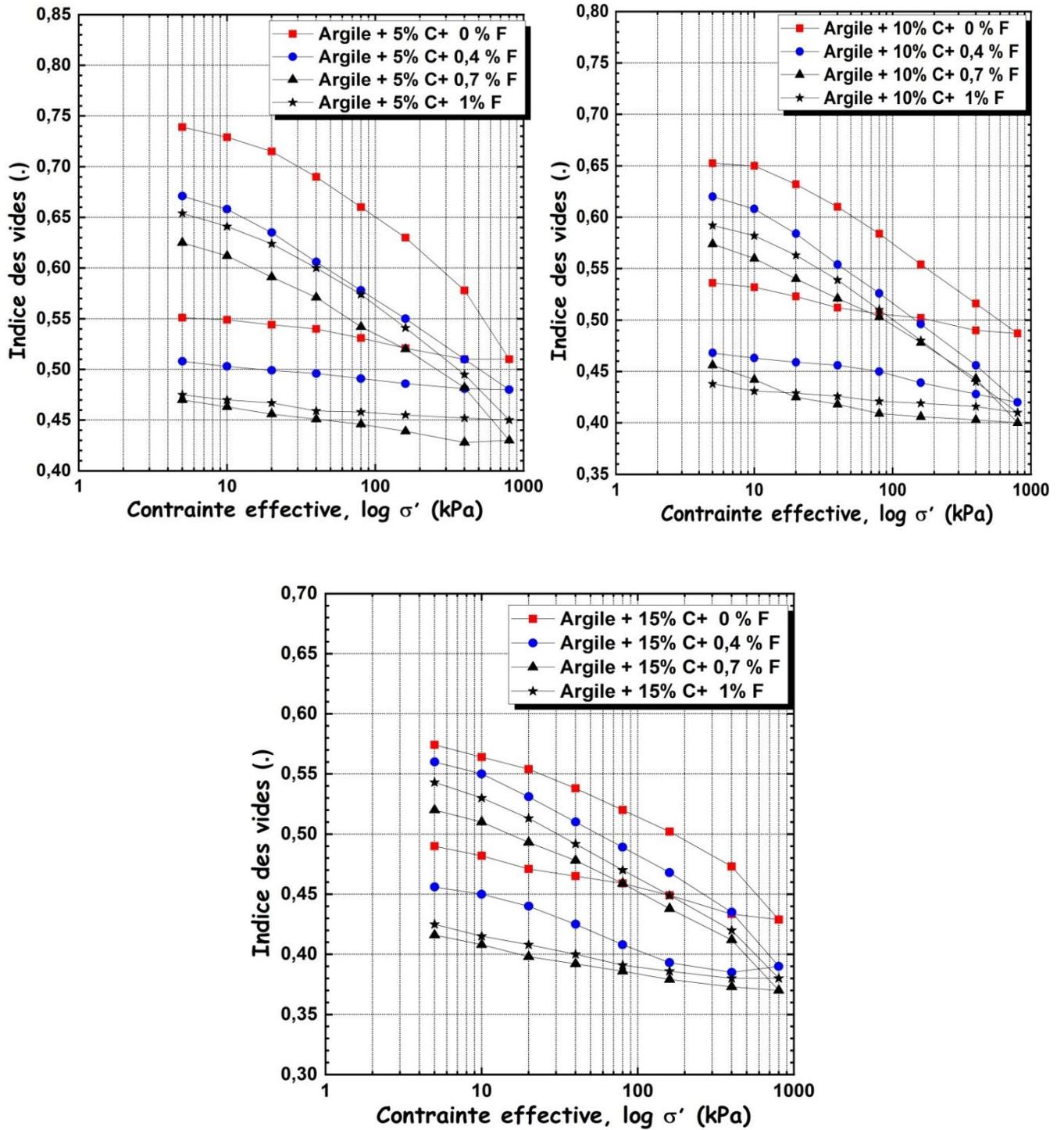


Fig.VII.14 : Effet des mélanges ciment-fibre sur caractéristiques de compressibilité.

Tab.VII.9 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 5 % de ciment.

F(%)	Cc	Cs	σ'_p
0	0.24	0.060	60
0.4	0.21	0.055	85
0.7	0.18	0.045	110
1	0.15	0.040	125

Tab.VII.10 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 10 % de ciment.

F(%)	Cc	Cs	σ'_p
0	0.16	0.040	110
0.4	0.14	0.035	115
0.7	0.11	0.028	130
1	0.12	0.030	118

Tab.VII.11 : Résultats des essais oedométriques pour le mélange argile et fibre et 15 % de ciment.

F(%)	Cc	Cs	σ'_p
0	0.12	0.035	130
0.4	0.13	0.030	125
0.7	0.09	0.020	155
1	0.10	0.025	140

VII.3 Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre ont permis de mettre en évidence l'impact significatif des fibres de polypropylène et du ciment sur l'amélioration des caractéristiques de compressibilité des sols argileux.

L'incorporation des fibres réduit les vides entre les particules, améliore la répartition des contraintes et augmente la cohésion interne, tandis que l'ajout de ciment induit des réactions chimiques qui renforcent la matrice du sol en formant des liaisons cimentaires durables.

L'effet combiné des deux matériaux a montré une efficacité accrue : les indices de compression et de recompression ont atteint leurs plus faibles valeurs à une teneur de 1 % de fibres et 15 % de ciment, avec une nette augmentation de la pression de préconsolidation. Cette synergie fibre-ciment s'est révélée très avantageuse pour améliorer la stabilité des sols gonflants.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail de fin d'études nous a offert l'opportunité de consolider nos acquis théoriques à travers l'étude de deux volets complémentaires de l'ingénierie civile : la conception parasismique d'un bâtiment réel et l'amélioration des sols argileux par des matériaux innovants.

Dans la première partie, l'analyse approfondie de la structure d'un ouvrage a démontré l'importance d'une conception réfléchie et optimisée face aux sollicitations sismiques. Nous avons compris que la disposition judicieuse des éléments porteurs, notamment les voiles, est cruciale pour garantir la stabilité de l'édifice tout en maîtrisant les coûts. Ce travail nous a également permis d'exploiter les outils informatiques de modélisation, soulignant ainsi l'importance de maîtriser les logiciels spécialisés dans notre futur parcours professionnel.

Dans la seconde partie, l'étude expérimentale sur l'ajout de fibres de polypropylène et de ciment dans les sols argileux a mis en évidence une amélioration significative de leurs caractéristiques mécaniques. L'effet synergique de ces matériaux a permis de réduire la compressibilité et d'augmenter la cohésion du sol, ouvrant ainsi la voie à des solutions de renforcement durables pour les sols problématiques.

En définitive, ce projet nous a permis de lier théorie et pratique, de développer notre esprit critique, et de mieux appréhender les défis multidisciplinaires de l'ingénierie civile moderne. Il constitue pour nous une première expérience enrichissante, marquant une étape essentielle dans notre formation d'ingénieur.

LES REFERENCES

LES REFERENCES

- [1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version, 2003.
- [2] Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99.
- [3] Document technique règlementaire (DTR B. C .2.2).
- [4] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.
- [5] Soufan Abdelkrim Et Laib Rahma "Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques)", Université Abdelhafid Boussouf , Mila 2021. Encadreur : Dr. Abdelkader BRAHIMI.
- [6] Abdiche Romanisas et Leguene Hadjer "Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation avec contreventement mixte" Université Abdelhafid Boussouf, Mila 2020.
- [8] Dr. Abdelkader BRAHIMI .2021 Cours Master Génie Civil – Structure: Projet structures en béton armé.

LOGICIELS UTILISES

Robot 2026.

Autocad 2016

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexes

Annexe 2: Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\alpha = Lx / Ly$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

