

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et D'Hydraulique

Référence :..... / 2024



جامعة محمد خيضر-بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

المرجع:...../2024

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Calcul et contrôle technique des constructions

Thème

**Etude D'un Bâtiment (RDC+09 Etages)
à Usage D'habitation Implante à Sétif**

Encadreur :

- DEBBABI Imad Eddine.

Présenté par :

- RABTI Fayçal

Promotion : Juin 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

A l'issue de cette étude, je remercie le DIEU clément et miséricordieux tout puissant qui m'a donné tant de courage, de volonté, de patience, de force, de sagesse et d'abnégation pour mener à terme ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur **Mr Debbabi Imad Eddine** pour avoir accepté de m'encadrer, pour son aide, Son soutien. Ses conseils et ses encouragements.

Mes sincères remerciement à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence en n'oubliant jamais les personnes qui ont participés de près ou de loin à ce modeste travail.

RABTI Faycal





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie,
la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles
années de sa vie pour me voir un jour réussir:

♥♥Ma chère mère♥♥

A **mon cher père**, le plus noble qui par son courage a consacré
tous ses efforts, et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire,
et pour me faire réussir.

A toute la famille. RABTI



ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى لاستخدام سكني يتكون من طابق ارضي مع 09 طوابق من الخرسانة المسلحة. يقع هذا المشروع في ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم -II- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفق معايير مقاومة الزلازل الجزائرية RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا قوانين BAEL91,CBA93.

تم اجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج Robot Structural Analyse Professionel.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un RDC+09 étages en béton armé.

La structure est implantée à wilaya de Sétif, zone de sismicité moyen (zone II). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

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

Ont été réalisés par logiciel Robot Structural Analyse Professionnel.

Sommaire :

Remerciment.

Dédicace.

Résumé.

Sommaire.

Liste des figures.

Liste des Tableau.

Introduction générale

1. Introduction :	1
2. Problématique	1
3. Plan de travail :	2
4. Description de l'ouvrage :	3
4.1. Dimensions en élévation :	3
4.2. Dimensions en plan :	3
4.3. Les plans d'architecture :	4

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :	10
I.2.2 Choix du contreventement.....	10
I.2.3 Les fondations	10
I.2.4 Le remplissage :	11
I.2.5 L'acrotère :	11
I.2.6 Les escaliers :	11
I.2.7 Les balcons	11
I.3 Données de base	11
I.3.1 Règles de calcul :	11
I.3.2 Indications générales sur les règles BAEL 91:	12

I.3.2.1 Notions d'états limites : (BAEL. art. A.1) :.....	12
I.3.2.2 ELU et ELS :.....	12
I.3.3 Nature des actions :	13
I.3.3.1 Action permanent :.....	13
I.3.3.2 Action variable :.....	13
I.3.3.4 Sollicitations :	13
I.3.3.5 Combinaisons d'actions :.....	13
I.3.4 Hypothèses de calcul :.....	14
I.4 Caractéristique des matériaux	15
I.4.1 Béton :	15
I.4.1.1 Compositions :	15
I.4.1.2 Résistance Caractéristique en Compression f_{cj} BAEL91: (art A.2.1, 11).....	15
I.4.2 Acier: (art. A.2.2.)	18
I.4.2.1 Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2,2).....	18
Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges	
II.1. Introduction	24
II.2. Pré dimensionnement de plancher.....	24
II.3. Pré dimensionnement des poutres :.....	27
II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	29
II.5. Pré dimensionnement des escaliers.....	29
II.6. Pré dimensionnement des voiles	31
II.7. Pré dimensionnement des poteaux	32
II.7.1. Descente de charges:(DTR BC 2.2)	34
II.7.1.1. Charge Permanente	34
II.7.1.1. a. Plancher terrasse inaccessible -Tableau (II.1) :	34
II.7.1.1. b. Plancher étage courant – Tableau (II.2) :.....	35
II.7.1.2. Surcharge d'exploitation.....	37

II.4.1. Effort normal dû aux charges d'exploitation.....	39
II-5 Vérification selon le RPA99version 2003:	41
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire	
III.1 Introduction :	43
III.2. Etude du plancher	43
III.2.1. Les types des planchers :	44
III.2.2. Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages Courant	44
III.2.3. La méthode de calcul de poutrelles :.....	45
III.2.3.1. La méthode forfaitaire :	45
III.2.4. Calcul de ferrailage:	48
III.2.5.Vérification à l'ELS:.....	50
III.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :	54
III.2.7.Schémas de ferrailage:	55
III.3. ETUDE DE L'ACROTERE :.....	56
III.3.1. Principe de calcul :	56
III.3.2. Evaluation des charges :	56
III.3.2.1. Poids propre :	56
III.3.2.2 Charge d'exploitation :.....	56
III.3.2.3. L'effort sismique :	57
III.3.3. Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère :.....	57
III.3.4. Calcul des sollicitations :	58
III.3.5. Combinaison des sollicitations :	58
III.3.6. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :.....	59
III.3.6.1. Détermination de l'excentricité de calcul :	59
III.3.6.2. Position du centre de pression :	60
III.3.6.3. Le ferrailage minimal :.....	62
III.3.6.4. Description des armatures :	62

III.3.6.4.1. Armatures principales :	62
III.3.6.4.2. Armatures de répartition (de peau) :	63
III.3.6.5. Vérification du diamètre des armatures :	63
III.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS :	63
III.3.8. Vérification à l'effort tranchant (ELU) :	66
III.3.9. Schéma de ferrailage :	66
III.4. CALCUL DES ESCALIERS :	67
III.4.1. Introduction :	67
III.4.2. Hypothèses de calcul :	68
III.4.3. Evaluation des charges :	68
III.4.3.1. Charges permanentes :	68
III.4.3.2. Charges d'exploitation :	70
III.4.4. Combinaison des charges :	70
III.4.4.1. Zone volée :	70
III.4.5. Etude des volées :	71
III.4.5.1. Schéma statique :	71
III.4.5.2. Calcul des moments :	71
III.4.5.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :	72
III.4.5.3.1. Ferrailage en travée :	72
III.4.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :	73
III.4.5.5. Vérification des contraintes normales à L'ELS :	73
III.4.5.5.1 En travée :	73
III.4.5.6. Vérification de la flèche (ELS) :	74
III.4.7. Etude de la poutre palière :	78
III.4.7.1. Introduction :	78
III.4.7.2. Schéma statique :	79
III.4.7.3. Evaluation des charges :	79

III.4.7.4. Combinaison des charges :	79
III.4.7.5. Couple de torsion(C) :	80
III.4.7.6. Le moment de torsion (T) :	80
III.4.7.7. Diagramme des sollicitations :	80
III.4.7.8. Calcul du ferrailage à l'ELU :	81
III.4.7.8.1. Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :	81
III.4.7.9. Ferrailage sous sollicitations de torsion :	83
III.4.7.9. Ferrailage totale :	85
III.4.7.10. Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :	86
III.4.8. Schéma de ferrailage :	87
III.4.9. La poutre palière :	88

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction :	90
IV.2. Les méthodes de calcul :	91
IV.2.1. La méthode statique équivalente :	91
IV.2.2. La méthode dynamique modale spectrale :	97
IV.2.3. La méthode dynamique par accélérogrammes :	104
IV.3. Choix de la méthode de calcul :	104
IV.3.1. Classification des zones sismiques :	104
IV.3.2. Classification de l'ouvrage :	105
IV.3.3. Vérification de la régularité:	105
IV.4. Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale :	106
IV.4.1. Introduction :	106
IV.4.2. Présentation du logiciel de calcul :	107
IV.4.3. Modélisation de la structure :	108
IV.4.3.1. Définition :	108
IV.4.3.2. Modélisation de la structure sur le logiciel ROBOT :	108

IV.4.4. L'analyse modale :	108
IV.4.4.1. Principe :	108
IV.4.4.2. Objectif de l'étude modale :	108
IV.4.4.3. Disposition des voiles de contreventement :	108
IV.4.4.4. L'analyse sismique :	109
IV.4.4.5. Définition du spectre :	109
IV.5.2. Les résultats statiques de niveau :	114
IV.5.3 Déplacements du CDG des niveaux :	115
IV.5.4. Les efforts tranchants sismiques d'étage :	117
IV.5.5. Calcul des moments de renversement d'étages:	118
IV.6. Vérifications divers :	119
IV.6.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :	119
IV.6.2 Calcul de la résultante des forces sismique à la base par la méthode statique équivalente :	119
IV.6.2. Vérification des déformations :	122
IV.6.3. Vérification de l'effet (P- Δ) de second ordre :	122
IV.6.4. Stabilité au renversement :	124

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1.Ferrailage des poutres :	127
V.1.introduction :	127
V.1.2.Ferrailage longitudinal :	129
V.1.2.1. Ferrailage des travées :	129
V.1.2.2. Ferrailage en appuis :	130
V.1.3. Récapitulatif de ferrailage :	131
V.1.3.1. Ferrailage en travée :	132
V.1.3.2. Ferrailage sur appui :	132
V.1.4. Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU) :	132
V.1.5. Vérification à L'ELS :	133

V.1.6. Armatures transversales :.....	134
V.1.7. Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 : .	135
V.1.8. Vérification de la flèche des poutres (à l'ELS) :	135
V.1.9. Nécessité des armatures de peau :	135
V.1.10. Vérification de l'entraînement des barres en paquet (article A.6.1.3 BAEL91):.....	136
V.2.Ferraillage des poteaux :.....	138
V.2.1. Introduction.....	138
V.2.2. Ferraillage longitudinal :.....	140
V.2.2.1. pour les poteaux:	140
V.2.3. Ferraillage transversal:	145
V.2.4. Ferraillage transversal des nœuds :.....	146
V.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU) :	146
V.2.6. Vérification des contraintes normales à l'ELS :	147
V.2.7. Schéma de ferraillage des poteaux	149
V.3.Ferraillage des voiles	150
V.3.1. Introduction :	150
V.3.2. Méthodes de calcul des voiles :.....	152
V.3.3. Exemple de calcul :.....	154
V.3.3.1. Ferraillage vertical :.....	155
V.3.3.2. Ferraillage horizontal:	158
V.3.3.3. Ferraillage transversal des voiles :	158
V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :	158
V.3.5. Schéma de ferraillage des voiles :	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :	162
VI.2. Choix et type de fondations :	162
VI.2.1. Calcul de la surface des semelles isolées :	163

VI.2.2. Calcul le taux des surfaces des semelles :	164
VI.3. Pré dimensionnement du radier :	164
VI.3.1. La hauteur du radier :	164
VI.3.2. Détermination de la surface minimale du radier :	165
VI.3.3. Vérification :	166
VI.3.3.1. Vérification de contrainte de cisaillement :	166
VI.3.3.2. Vérification au poinçonnement :	166
VI.3.3.3. Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) :	166
VI.3.3.4. Vérification de la stabilité du radier:	167
VI.4. Ferrailage du radier :	169
VI.4.1. Ferrailage de la dalle de radier:	169
VI.4.2. Identification du panneau le plus sollicité :	169
VI.4.3. Diagrammes des sollicitations :	171
VI.4.3.1. Diagrammes des moments (M[KN.m]) :	171
VI.4.3.2. Diagramme de l'effort tranchant (Vu[KN]) :	173
VI.4.4. Calcul de ferrailage à l'ELU :	173
VI.5. Ferrailage du débord :	175
VI.6. Espacement des armatures :	177
VI.7. Ferrailage des nervures :	178
VI.7.1. Les charges revenant aux nervures :	178
VI.7.2. Diagrammes des sollicitations :	179
VI.7.4. Ferrailage en appui :	184
VI.7.5. Vérification de la contrainte tangentielle : BAEL91 /Art (A.5.1) :	185
VI.7.6. Les armatures transversales :	185
VI.7.7. Vérifications les armatures transversales :	186
VI.7.8. Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :	186
VI.7.9. Vérification des contraintes à l'ELS :	187

Sommaire

VI.7.10. Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :	187
VI.8. Schéma de ferrailage	188
Conclusion générale :	193
Bibliographie :	193

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure. I. 1 : Diagramme déformation contrainte du béton.....	17
Figure. I. 2 : diagramme expérimentale, contrainte déformation de l'acier.....	18
Figure. I. 3: diagramme de calcul, contrainte déformation de l'acier	19
Figure. I. 4 : L'état de déformation d'une section en béton armé.....	21
Figure. I. 5. Les différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU ..	21

Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges

Figure. II. 1 : Plancher en corps creux.....	25
Figure. II. 2 : Poutrelle en T	26
Figure. II. 3 : Dimension des poutrelles	27
Figure. II. 4 : Dimensions des poutres	28
Figure. II. 5: Dimention l'acrotère	29
Figure. II. 6 : Dimension des escalier	31
Figure. II. 7 : Pré dimensionnement des voiles	32
Figure. II. 8 : Plancher terrasse inaccessible	34
Figure. II. 10 : Mur extérieur	35
Figure.II.11 :Section afférente d'un poteau sollicité.	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure. III. 1 : Dimension des poutrelles.....	43
Figure. III. 1 : les types de planchers terrasse et etages courant	44
Figure. III. 2 : les types de planchers terrasse et etages courant	46
Figure.III.3: le ferrailage des poutrelles	55
Figure. III. 4: schéma de ferrailage des nervures.....	55
Figure. III. 5 : Modélisation de l'acrotère.....	56
Figure. III. 6: La section de calcul.....	59
Figure. III. 7: schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure. III. 8 : ferrailage de l'acrotère	67
Figure. III. 9: dimention en plan les escalier	67
Figure. III. 10: Les constituants qui participent à la création de ces charges.....	68
Figure. III. 11 : Mur 15cm	69
Figure.III.12: schéma statique d'escalier	71

Figure. III. 13 : Vue 3D pour la poutre palière	78
Figure. III. 14 : schéma statique la poutre palière	79
Figure. III. 15 : Diagrammes des sollicitations.....	80
Figure. III. 16: Aire de torsion	84
Figure. III. 17 : Vue en plan pour les escalier (Etage)	87
Figure. III. 18 : coupe D – D.....	87
Figure. III.19 : Vue pour le ferrailage de la poutre palière	88
Figure. III. 20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	88

Chapitre IV : Etude sismique

Figure. IV. 1 : Simulation de la force sismique	92
Figure. IV. 2 : facteur d'amplification dynamique moyen D ($\zeta = 5\%$).....	95
Figure . IV. 3 : Concept des spectres de réponse.....	100
Figure . IV. 4: Carte de zonage sismique de l'Algerie	105
Figure. IV. 5: Disposition des voiles de contreventement.....	109
Figure. IV. 6 : Spectre d'accélérations sismique.....	111
Figure. IV. 7 : Diagramme des efforts tranchants	118

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure. V. 1 : La section de calcul	129
Figure. V. 2 : coupe de ferrailage poutre principale	137
Figure. V. 3 : coupe de ferrailage poutre secondaire	138
Figure. V. 4 : Ferrailage des zones nodales	146
Figure. V. 5 : ferrailage poteau 45 * 60.....	149
Figure. V. 6 : coupe 1 – 1 de poteau 45 * 60	150
Figure. V. 7 : Section partiellement comprimée	153
Figure. V. 8 : section entièrement tendue	154
Figure. V. 9 : section entièrement comprimée.....	154
Figure. V. 10 : section partiellement comprimée.....	156
Figure. V. 11 : coupe de ferrillage de voile ($l = 3.90m$).....	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure. VI. 1 : Présentation des semelles isolées	163
Figure. VI. 2 : Présentation des semelles continue	163

Figure. VI. 3 : Diagrammes des moments panneau a l'ELU	171
Figure. VI. 4 : Diagrammes des moments panneau a l'ELS	172
Figure. VI. 5 : Diagrammes des efforts tranchant A L'ELU.....	173
Figure. VI. 6: Bande de calcul.....	173
Figure. VI. 6: Schéma statique de la nervure sens xx	178
Figure. VI. 7 : Schéma statique de la nervure sens yy	178
Figure. VI. 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	179
Figure. VI. 9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	180
Figure. VI. 10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU	180
Figure. VI. 11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	181
Figure. VI. 12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	182
Figure. VI. 13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	182
Figure. VI 14: coupe sur le ferrailage sens y – y	189
Figure. VI 15: coupe sur le ferrailage sens x – x.....	189

Liste des tableaux :

Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges

Tableau II.1 – Charge de plancher terrasse	34
Tableau II.2 – Charge de plancher étage courant.....	35
Tableau II.3-charge de mur extérieur.....	36
Tableau II.4: Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité.....	38
Tableau II.5 : Effort normal du aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.....	38
Tableau II.6 : Effort normal dû aux charges d’exploitation.....	39
Tableau II.7 : Dégression des charges.....	39
Tableau II.8: Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1: calcul la charge p a l'ELU et l'ELS.....	45
Tableau.III.2 :Etude de plancher terrasse a E.L.U	47
Tableau.III.3 : Etude de plancher terrasse a E.L.S	47
Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	48
Tableau.III.5:les charges permanente l'escalier.....	68
Tableau.III.6:Charge de mur extérieure 15cm	70
Tableau.III.7: Les sollicitations à ELU et ELS	71

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Classification des sites	110
Tableau IV.2 : valeurs des pénalités P_q	111
Tableau IV.3: résultats dynamiques	112
Tableau IV.4: résultats des masses.....	113
Tableau IV.5: Les résultats statiques de niveau	114
Tableau IV.6 : résultats des centres de gravité et rigidité	115
Tableau IV.7: résultats des déplacements absolus et relatifs	116
Tableau IV.8: Les efforts tranchants sismiques d’étage	117
Tableau.IV.9: Résultats des moment de renversemen	119
Tableau IV.10 : classification entre système de contreventement avec voiles	120
Tableau IV.11: valeur de l’effet du second ordre (P- Δ).....	123
Tableau IV.12: valeur de déstabilisant de renversement.....	124

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V.1: Ferrailage en travée les poutres principales et secondaires	132
Tableau V.2: Ferrailage sur appui les poutres principales et secondaires.....	132
Tableau V.3: le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre entreplanchers du voile armé	155
Tableau V.4: résultats de sollicitation	159
Tableau V.5: résultats de sollicitation et de ferrailage des voiles	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1: Les efforts normaux des poteaux et voiles.....	163
Tableau VI.2: Vérification les contraintes ELU et ELS.....	168
Tableau VI.3: moments sur appuis et en travée avec ELU	170
Tableau VI.4: Moments sur appuis et en travée avec ELS	170
Tableau VI.5: résultats de calcul de ferrailage.....	175
Tableau VI.6: résultats de calcul des contraintes	177
Tableau VI.7: L'écartement des armatures d'une même nappe	178
Tableau.VI.8: moments max sur appuis et en travées pour deux sens.....	183
Tableau.VI.9: les résultats de calcul des contraintes.....	187

A decorative rectangular frame with ornate, symmetrical scrollwork and flourishes in a light teal color, surrounding the central text.

Introduction générale

1.Introduction :

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

Aujourd'hui, les opérations de construction, de réhabilitation ou de rénovation d'un bâtiment deviennent de plus en plus complexes du fait de l'évolution permanente des techniques et des réglementations. La maîtrise financière des études, de la réalisation et de l'exploitation de l'ouvrage est donc indispensable à l'acte de bâtir.

De ce fait, la mission de l'économiste de la construction s'effectue en étroite collaboration avec les architectes et les ingénieurs du projet. Pour cela, il doit comprendre et analyser le projet dans sa globalité afin d'établir l'étude technique et financière la plus pertinente. Ce travail exige un véritable dialogue au sein de la maîtrise d'œuvre et avec la maîtrise d'ouvrage pour que le projet soit traité de manière exhaustive.

2. Problématique

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Il y a de manière générale, dans notre pays un réel besoin de mise en place de procédures de normalisation et l'homologation des matériaux ainsi que le contrôle des points de leur production.

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+9) a usage d'habitation sera implanté dans une région classée en Zone II a (wilaya de Sétif), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

Dans ce projet on a basé sur le choix du matériau de construction, on propose différentes matériaux de construction :

- Le béton armé.

3. Plan de travail:

Le travail sera structuré en plusieurs chapitres décrits ci-après :

Le projet de fin d'étude consiste en une étude structurelle d'une variante en béton armé, l'étude est subdivisée en sept chapitres.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Ce chapitre a pour but de présenter la variante (le système structurel et les caractéristiques des matériaux utilisés).

Chapitre II : pré dimensionnement et descente des charges

Dans ce paragraphe on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Dans ce chapitre on calcul le ferrailage de tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, on distingue :les planchers, les escaliers, l'acrotère.

Chapitre IV : Analyse sismique

Une étude dynamique et sismique est effectuée dans ce chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Dans ce chapitre on calcul le ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se fait à partir de les méthodes données par (BAEL 91) avec respect des vérifications données par le RPA 99 v2003.

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Dans ce chapitre on dimensionne et on calcul le ferrailage des fondations de façon à :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Limiter les tassements de l'ouvrage.

4. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un rez de chaussée et 9 étages.

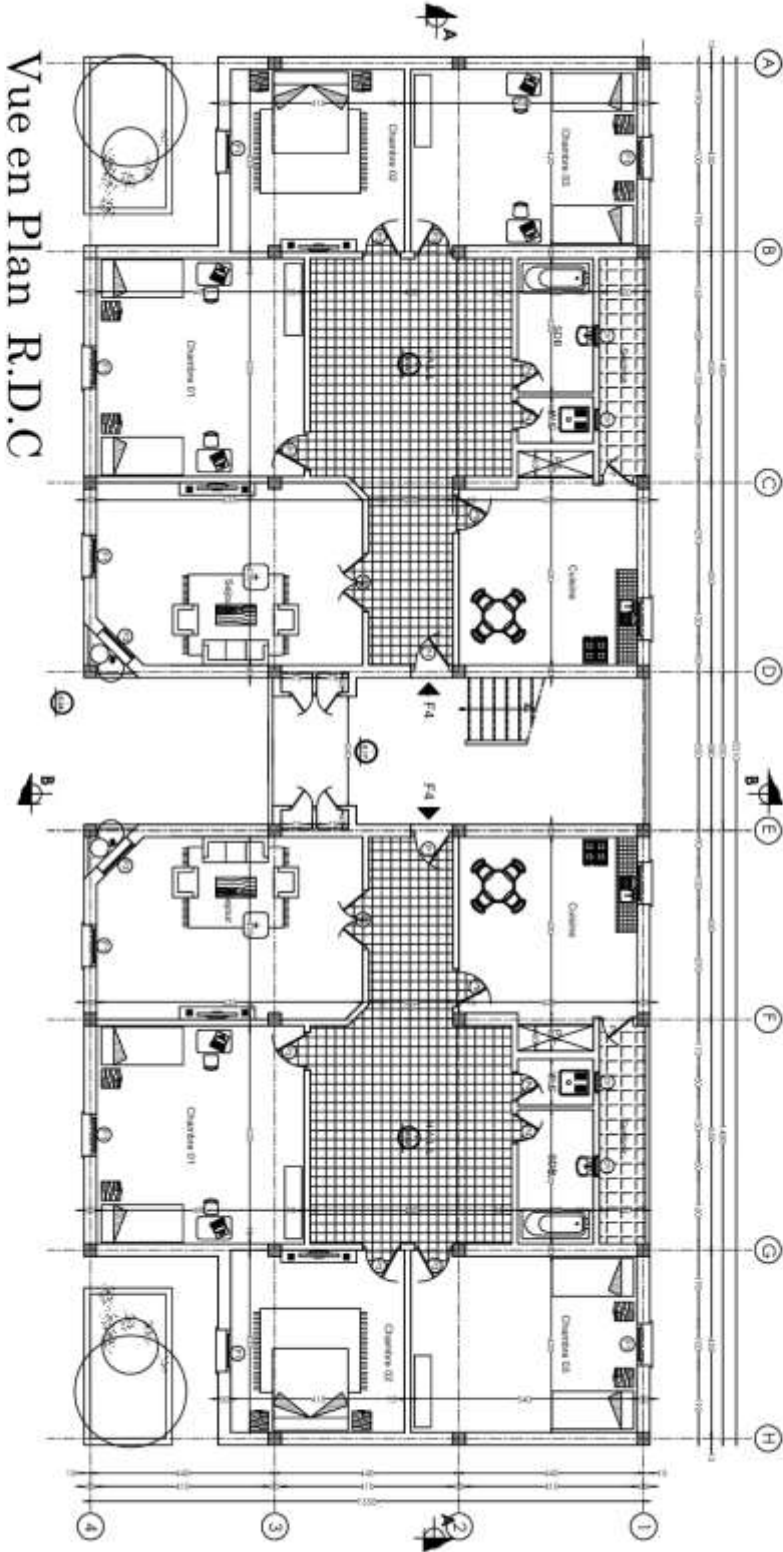
4.1. Dimensions en élévation :

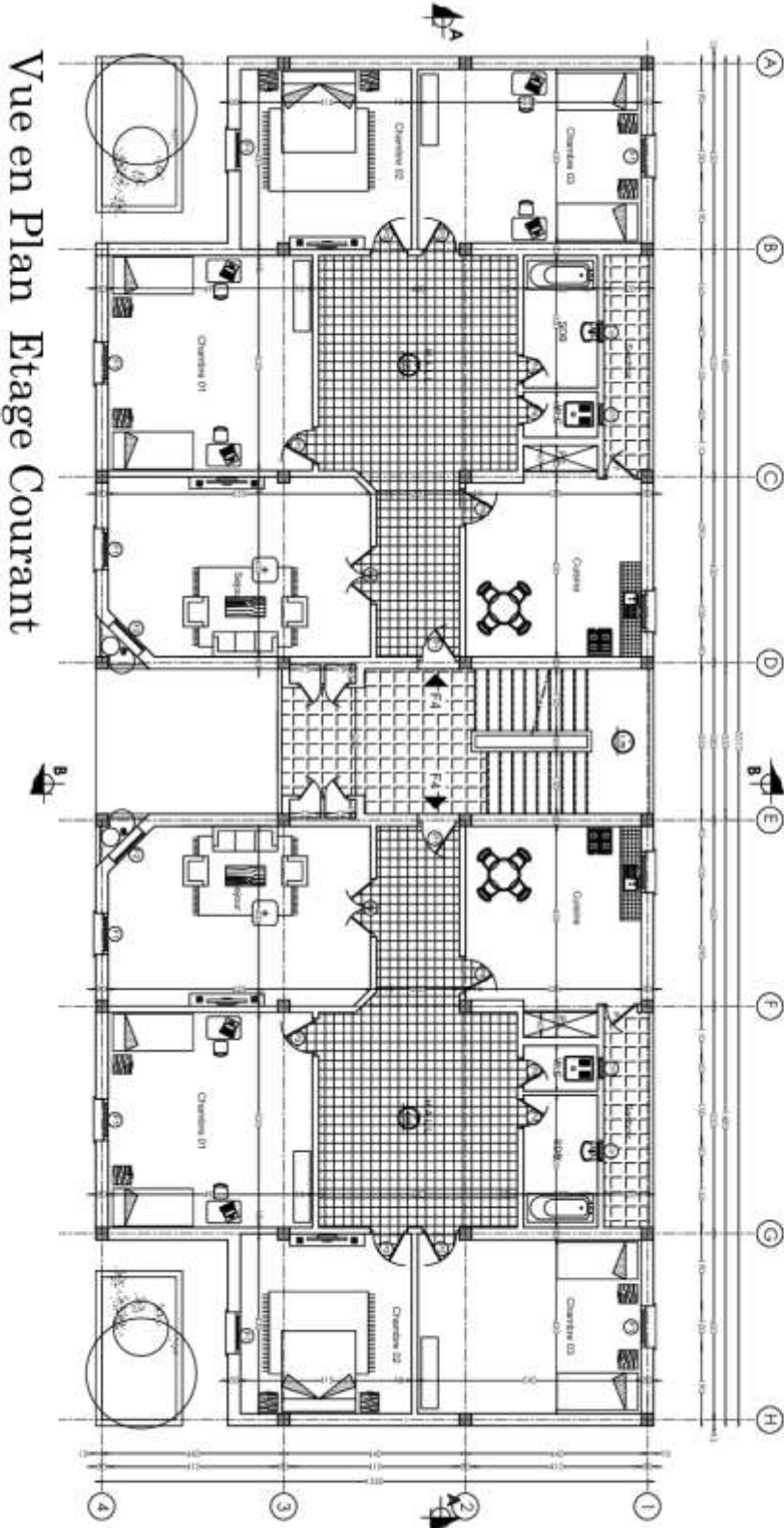
- Hauteur du bloc avec l'acrotère : $H = 31,20$ m.
- Hauteur du Rez-de-chaussée = $3,06$ m.
- Hauteur de l'étage courant = $3,06$ m.

4.2. Dimensions en plan :

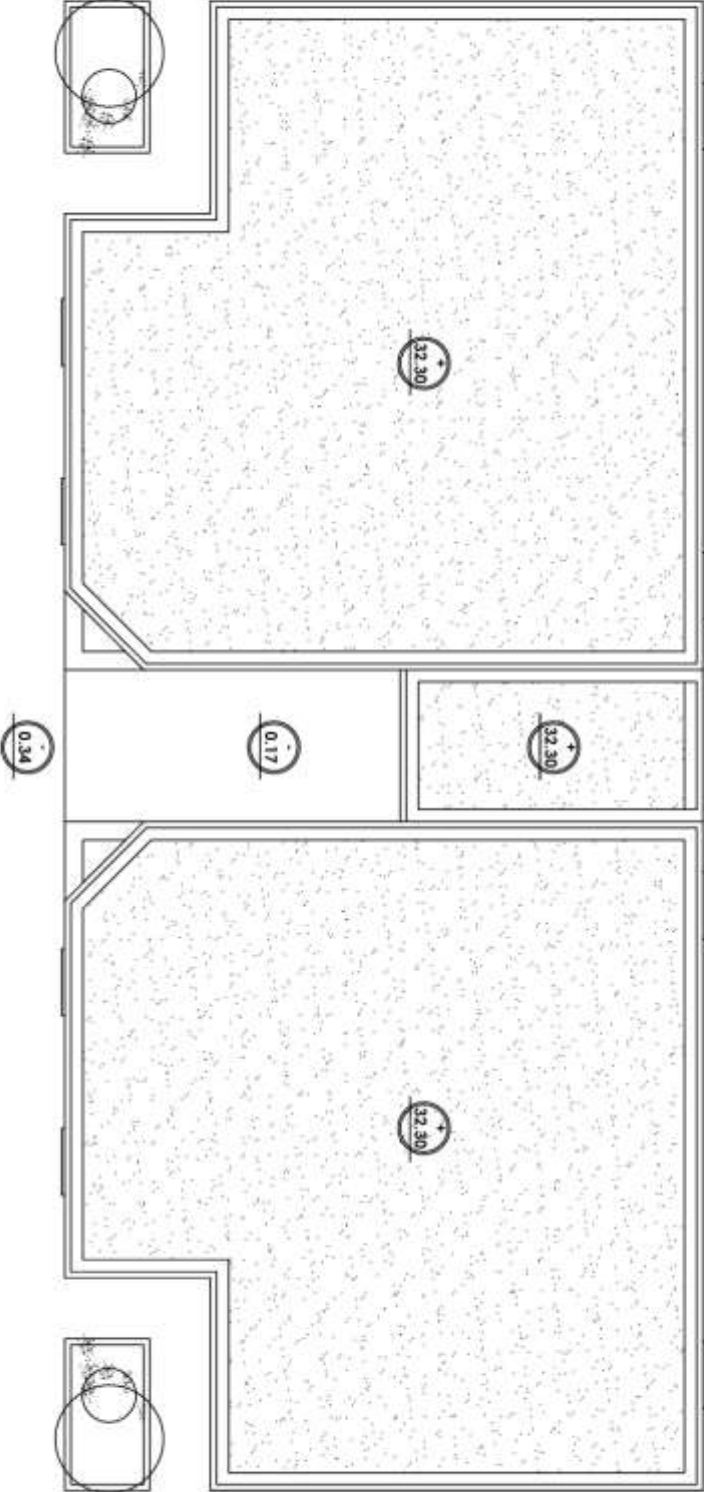
- Longueur totale : $L = 33,40$ m. (sens longitudinal).
- Largeur total : $B = 13,65$ m. (sens transversal).

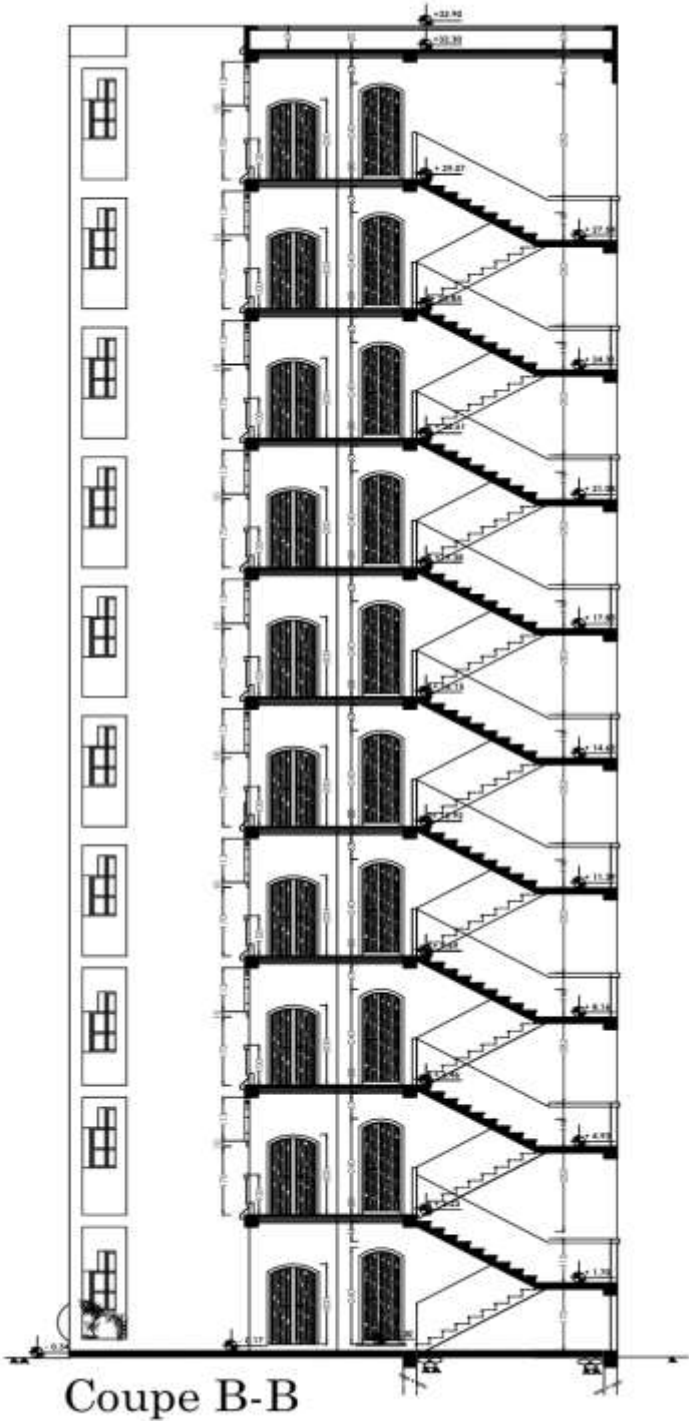
4.3. Les plans d'architecture :

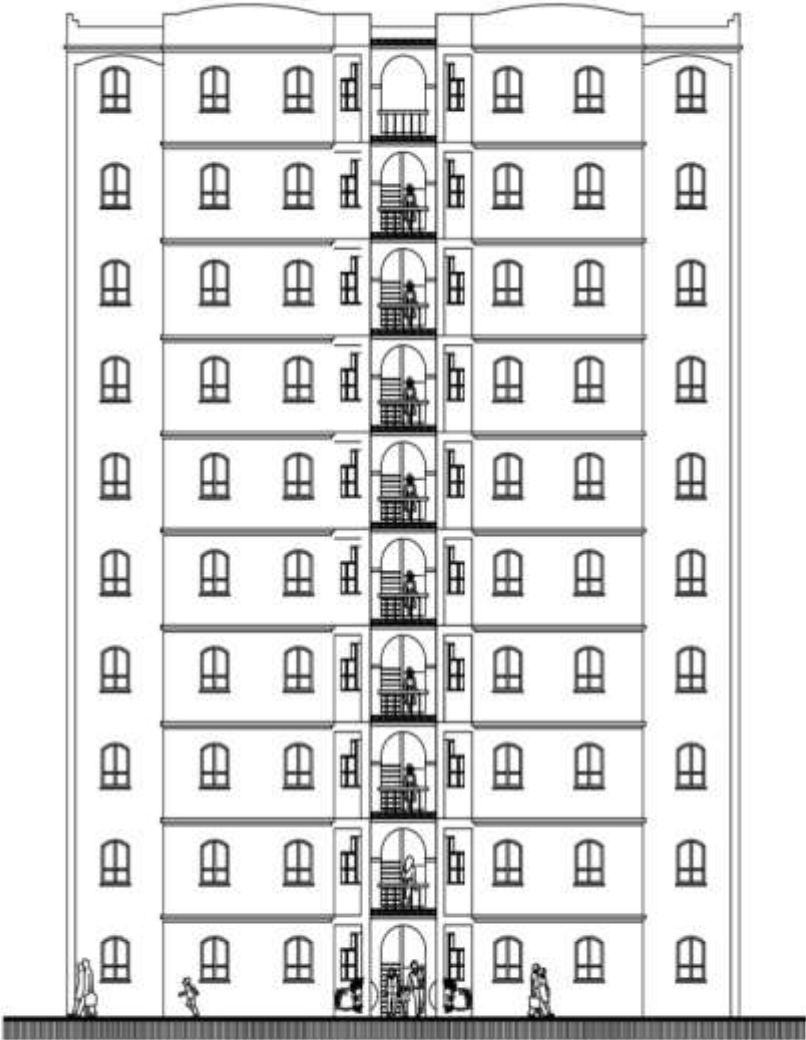




Vue en Plan Terrasse







Facade Principale



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

On peut définir le béton comme l'association de deux matériaux, béton et acier ayant le même taux de dilatation, basé sur leur possibilité d'adhérence, les aciers résistent aux efforts de

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

I.2.2 Choix du contreventement.

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 17m en zone II, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- 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 qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3 Les fondations

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Vue la nature du sol du présente projet qui est classé par le laboratoire géotechnique comme un sol ferme, et vue le nombre limité d'étages on peut opter pour des semelles superficielles ; isolé sous les poteaux, et filantes sous les voiles.

I.2.4Le remplissage :

Le cloisonnement de notre bâtiment se fait en briques creuses liés les uns aux autres par des joints de mortier traditionnel, on a deux types de mur, des murs extérieurs de 30cm d'épaisseur (pour assurer la sécurité d'incendie et l'étanchéité de la pluie et de la neige) et des murs intérieurs de 10cm d'épaisseur (pour la séparation entre les chambres).

I.2.5L'acrotère :

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

I.2.6Les escaliers :

Sont à doubles volées ou à trois volées coulé sur place prenant appuis sur béquilles des paliers (intermédiaires).

I.2.7Les balcons

Dons notre projet on a des balcons constitués d'une dalle pleine en béton armé, j'ai opté pour une bande de béton arme (poutre noyée) au périphérie de balcon qui travail comme un contre poids.

I.3Données de base

I.3.1 Règles de calcul :

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

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations(DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites(BAEL 91).

I.3.2 Indications générales sur les règles BAEL 91:

I.3.2.1 Notions d'états limites : (BAEL. art. A.1) :

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue. on distingue deux états limites.

I.3.2.2 ELU et ELS :

Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

- Etat limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

- Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.

- la corrosion des armatures insuffisamment protégées, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.

- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

I.3.3 Nature des actions :

I.3.3.1 Action permanent :

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Déformation différée dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

I.3.3.2 Action variable :

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

I.3.3.3 Action accidentelle :

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosions, chocs et les incendie.

- Le séisme " E ".

I.3.3.4 Sollicitations :

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous terme de forces et moments.

I.3.3.5 Combinaisons d'actions :

- Pour les planchers :

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

$$A \text{ l'E.L.U} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$A \text{ l'E.L.S} : G + Q$$

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après R.P.A.99 V. 2003 : on a :

-Pour les poutres:

$$- G + Q \pm E \quad - 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \quad - G + Q$$

E: Efforts sismiques.

-Pour les poteaux:

$$- G + Q \pm E \quad - 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \quad - G + Q$$

- Pour les voiles:

$$- G + Q \pm E \quad - 1,35 G + 1,5 Q$$

$$- 0,8 G \pm E \quad - G + Q$$

I.3.4 Hypothèses de calcul :

- Etats limites ultime:

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$: sections partiellement comprimées.

$\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: sections totalement comprimées «faible excentricité».

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

- Etat limite service :

Les hypothèses de calcul sont :

* Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.

* Le coefficient d'équivalence $n = E_s / E_b = 15$.

* Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{bu} < 2 ‰$ ».

I.4 Caractéristique des matériaux

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal.

$$\text{Béton Armé} = \text{Béton} + \text{Aciers}$$

I.4.1 Béton :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1 Compositions :

Il existe plusieurs méthodes pour la formulation du béton, parmi ces méthodes : Faury, Dreux-Gorisse, Bolomey, Féret, Joisel, Valetteetc.

Le béton utilisé dans la réalisation de notre projet est un béton ordinaire confectionné à partir du sable, gravier (8/15mm et 15/25mm), ciment CPJ CEM II/A 42,5MPa et l'eau de gâchage.

On a utilisé la méthode de Faury pour la détermination du dosage de chaque composant, après faire les calculs on a trouvé les valeurs ci-dessous :

- Ciment **350 kg/m³**
- Sable **801 kg/m³**
- Gravillon 8/15mm **445 kg/m³**
- Gravier 15/25mm **534 kg/m³**
- L'eau **175 l.**

La densité théorique du béton est 2305kg/m³

I.4.1.2 Résistance Caractéristique en Compression f_{cj} BAEL91: (art A.2.1, 11)

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} =]J / (4,76 + 0,83 J) [f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}, \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} =]J / (1,40 + 0,95 J) [f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}, \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ pour } J > 28 \text{ jours.}$$

$$J = 28 \text{ jours}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

I.4.1.3 Résistance Caractéristique à la Traction f_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) si } F_{tj} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

I.4.1.4 Déformation du béton :

a-Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1, 2)

– E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1.2, 1).

$$- E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}; \quad E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

– E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}; \quad E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

b-Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

c-Diagramme Déformation-Contrainte Du Béton (parabole rectangle):

BAEL91 (art A.4 .3, 4)

1). Etat limite ultime :

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire présenté dans *la figure (I.1)* suivante:

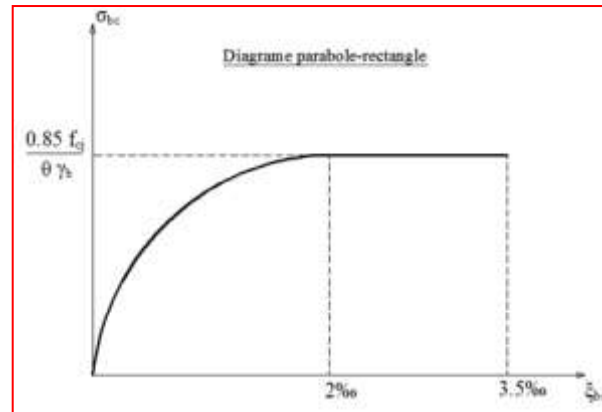


Fig.I.1 : Diagramme déformation contrainte du béton.

$$\xi_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b$$

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

Et à : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

Et à : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

0,85 : est 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 : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

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

$\gamma_b = 1,5$Pour les autres cas.

On a alors :

$\gamma_b = 1,15$ (Action courante) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18,50$ MPa

$\gamma_b = 1,5$ (Action accidentelle) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 14,16$ MPa $\approx 14,20$

2).Etat limite de service :

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

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

I.4.2 Acier: (art. A.2.2.)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance *FeE 400*.
- Les ronds lisses, de nuance *FeE 235*.
- Treillis soudés en fils lisse *TLE 520*.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.1 \cdot 10^5 MPa$.

I.4.2.1 Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2,2)

a- Diagramme expérimental:

Ce diagramme est fondé sur les résultats des essais de traction sur des éprouvettes en acier, il est présenté dans *la figure (I.2)* suivante:

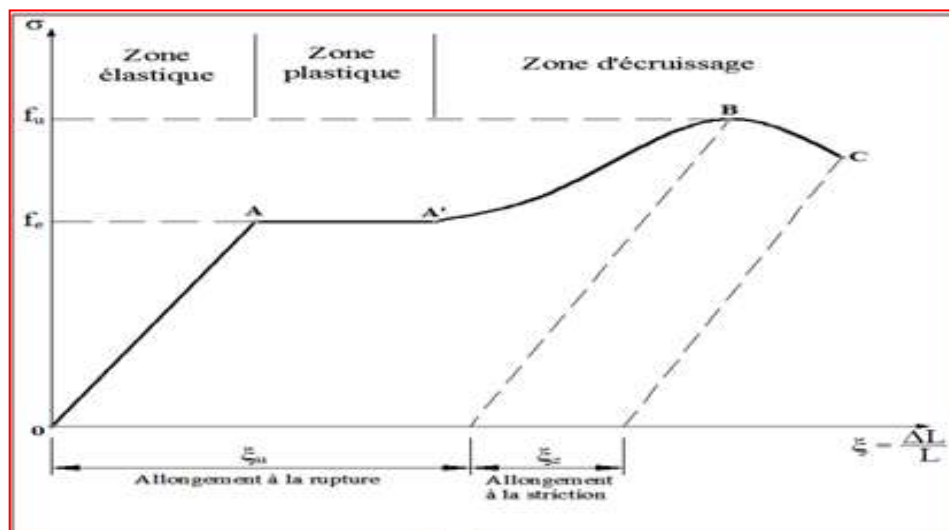


Fig. I. 2 : diagramme expérimentale, contrainte déformation de l'acier

Avec:

OA : la zone élastique,

AA' : la zone plastique,

A'B : la zone d'auto durcissement,

BC : la zone de striction,

C : le point de rupture.

b- Diagramme de calcul:

Le diagramme de calcul contraintes (σ_s)-déformations (ξ_s) à considérer dans le calcul à l'état limite ultime est conventionnellement définie par *la figure (I.3)*. Pour les vérifications à l'état limite de service, l'acier est supposé linéairement élastique.

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique par une affinité parallèle à la droite de Hooke, et de rapport : $1/\gamma_s$

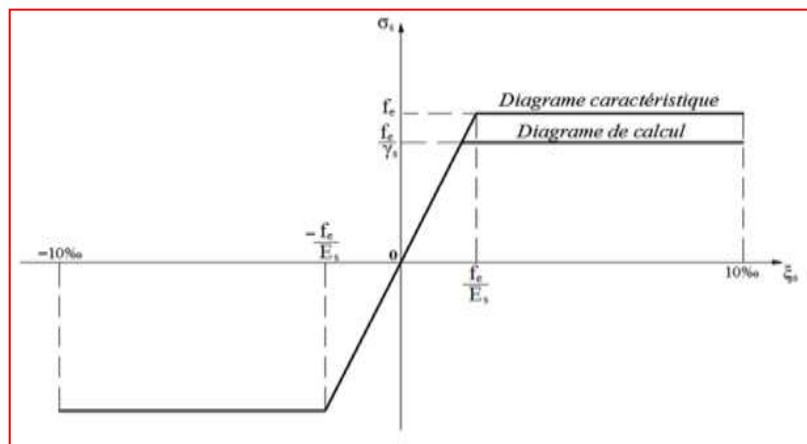


Fig. I. 3: diagramme de calcul, contrainte déformation de l'acier

Le diagramme ($\sigma_s ; \varepsilon$) adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e/\gamma_s)/E_s.$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

Avec $\gamma_s = 1$ Pour la situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.5$ Pour les autres cas.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

c- La contrainte limite de traction des aciers :

-Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta ft_j}\right) \text{ MPa .BAEL. 99(art A. 4.5.33)}$$

-Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta ft_j}\right)$$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$).

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$)

d- Contrainte tangente limite ultime : Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit $\alpha = 90^\circ$

- Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min[0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5MP]$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\Rightarrow \tau_u = \min[0.15 f_{c28}/\gamma_b, 4MP]$
- Cas des armatures inclinés à $45^\circ \Rightarrow \tau_u = \min[0.27 f_{c28}/\gamma_b, 7MP]$
- Cas des dalles $\Rightarrow \tau_u = [0.07 f_{c28}/\gamma_b]$ (art ,4.5,2,2)

e- Diagramme des déformations limites de la section : (selon BAEL91)

Pour les calculs à l'ELU, on suppose qu'un point de la droite de déformation dans la section est fixé. Ce point s'appelle le pivot. Soit il correspond à la déformation limite de traction dans les aciers $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$: c'est le Pivot A, soit il correspond à la déformation limite en compression du béton $\epsilon_{bc\ max} = 3.5\text{‰}$: c'est le Pivot B. Toutes les droites de déformation comprises entre la droite (Pivot A, $\epsilon_{bc\ max} = 0$) et $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$, Pivot B) sont possibles, comme le montre-la ci- après. Le bon fonctionnement de la section de béton armé se situe aux alentours de la droite AB, car les deux matériaux - acier et béton - travaillent au mieux.

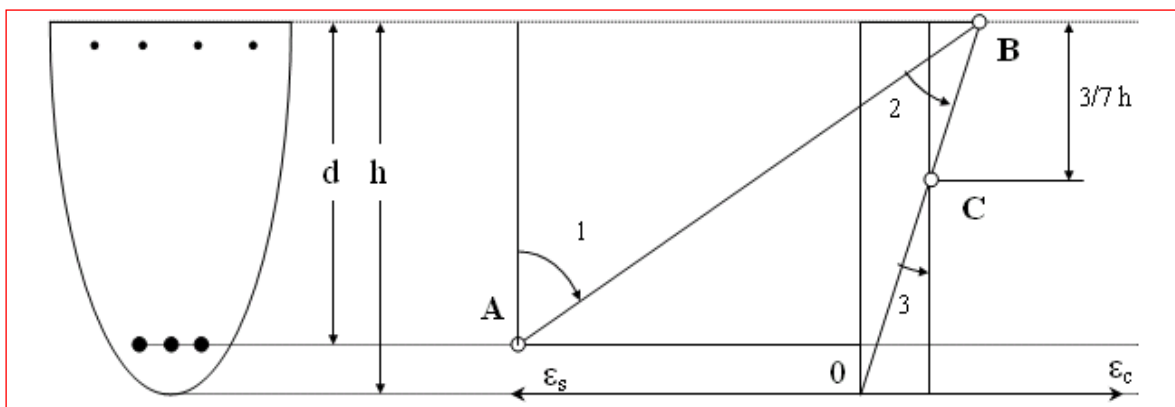


Fig.I.4 : L'état de déformation d'une section en béton armé

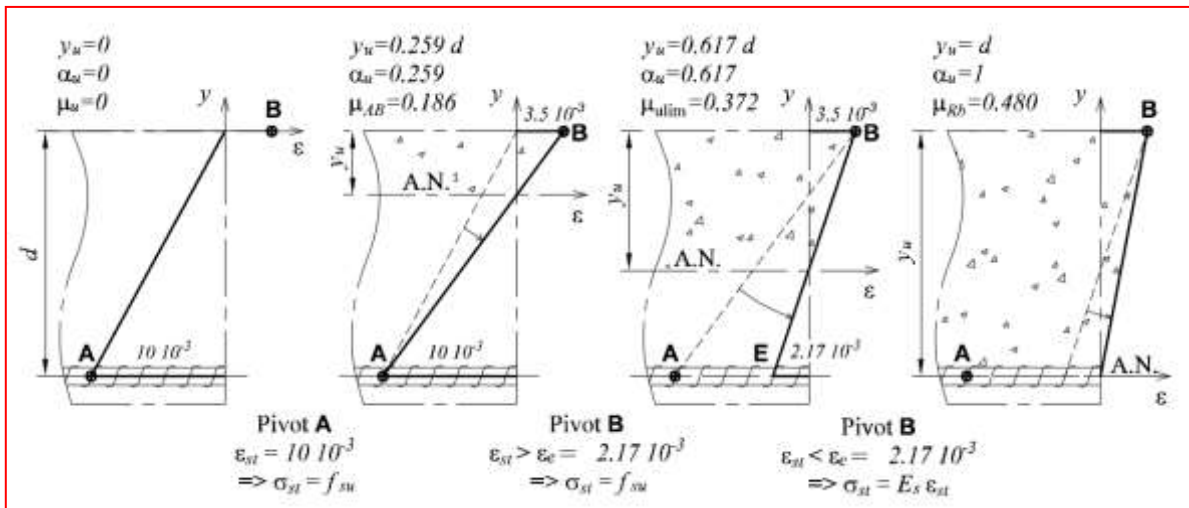
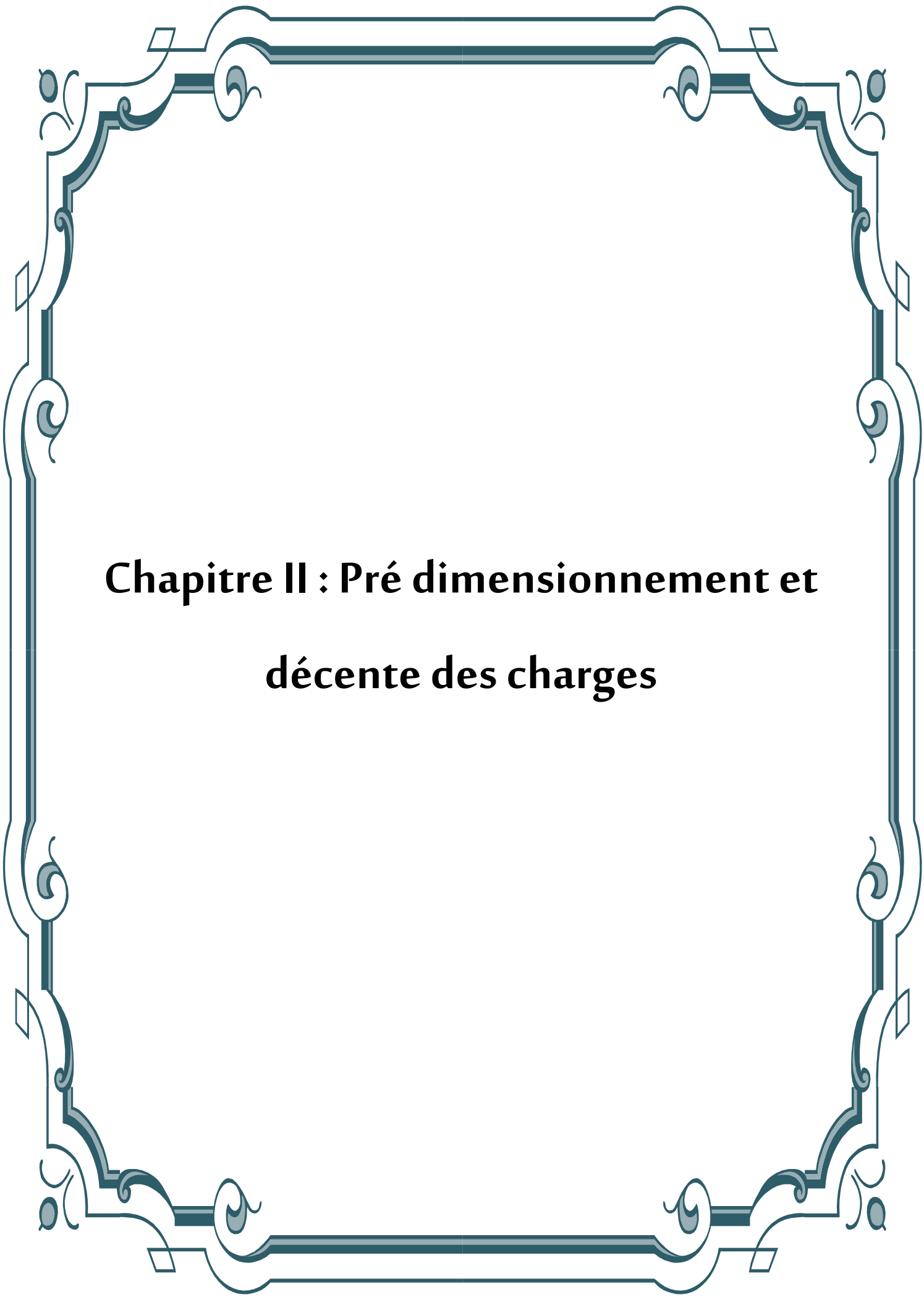


Fig.I.5. Les différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU

Définitions des différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU et des Pivots repérés dans la **figure I.5** ci-dessus :

- Dans le domaine (1) le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité,
- Dans le domaine (2) le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3.5‰ de la fibre de béton la plus comprimée,
- Dans le domaine (3) le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur totale h de la section.



Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges

II.1. Introduction

Une fois la conception est faite, c'est à dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer leurs dimensions. Chaque élément doit être dimensionné, vis à vis des conditions de résistance et de déformation .

Le pré dimensionnement a pour but " le pré-calcul "des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton .

Notions sur les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présente le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.
- *Les charges permanentes :*

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- *Les charges d'exploitation :*

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale ."

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R(BC 2.2)** des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Pré dimensionnement de plancher

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante:

$$ht \geq L/22.5$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher.

L : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$$ht \geq \frac{440}{22.5} \implies ht \geq 19.5 \text{ m}$$

On prend l'épaisseur de la dalle (16+4) cm.

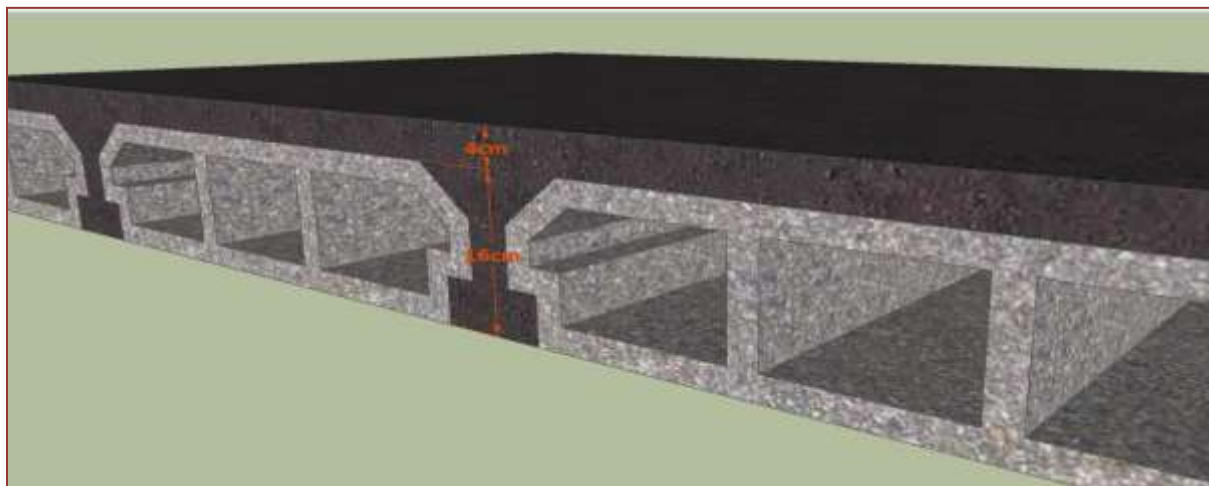


Fig. II. 1 : Plancher en corps creux

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu :

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu. *Condition vérifiée*

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

b) Isolation phonique :

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

Condition vérifiée

1. Pré dimensionnement des poutrelles :

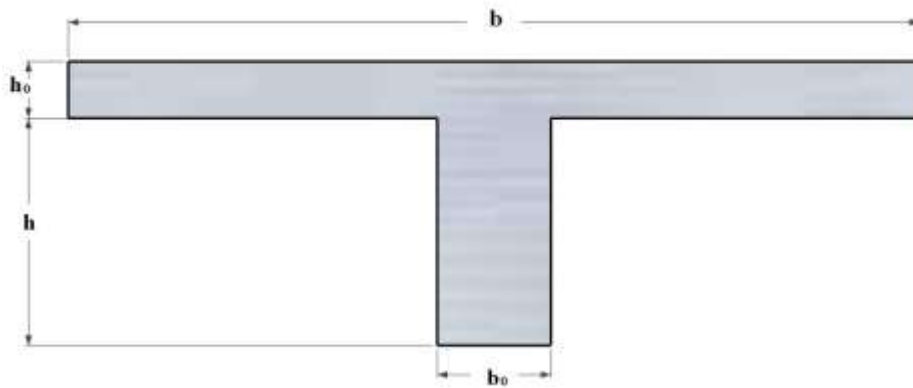


Fig. II.2 : Poutrelle en T

Selon les règles BAEL : $0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$

e : épaisseur totale de la dalle.

Donc $6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$. Pour des raisons constructives on prend $b_0 = 10\text{ cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16cm et une longueur de 55 cm.

2. Détermination la largeur de la table de compression:

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

Avec : $b = 2b_1 + b_0$

Selon le BAEL 91:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_0/2) = (b - b_0) / 2 = 27.5\text{ cm}. \\ b_1 \leq L / 10 = 440 / 10 = 44.0\text{cm}. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{ cm}$ $b = 2 \times 27.5 + 10$

Donc : $b = 55 + 10 = 65\text{ cm}$

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

- $h_0 = 4\text{ cm}$. - $b = 65\text{ cm}$
- $h_t = 16\text{ cm}$. - $b_0 = 10\text{ cm}$.

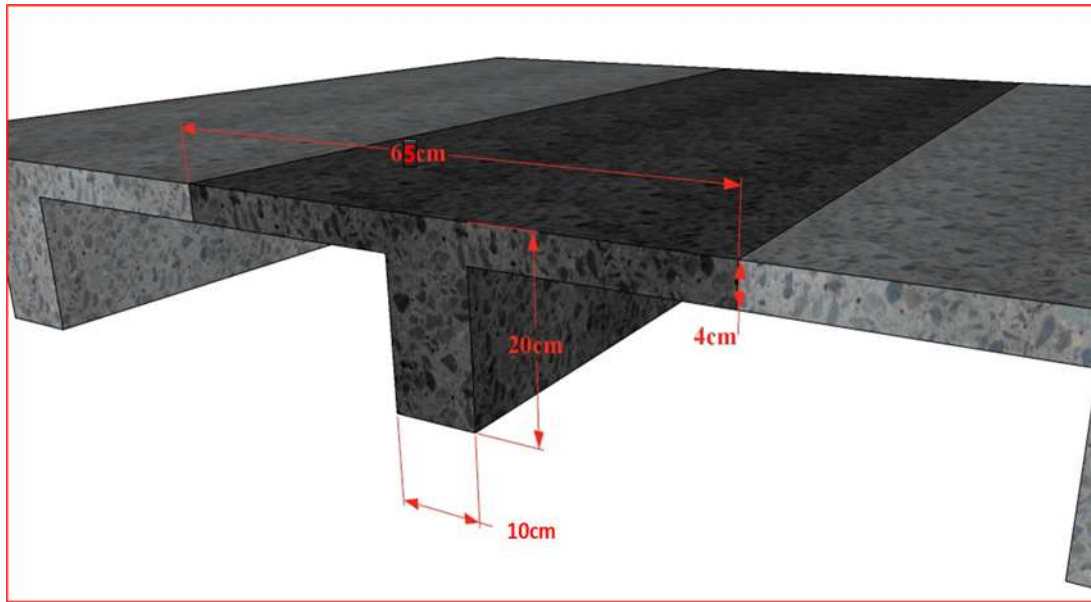


Fig. II.3 : Dimension des poutrelles

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

En ce qui concerne les poutres, il est préférable de prévoir des poutres plutôt hautes car elles sont plus économiques, plus facile à ferrailer et à bétonner tout en respectant les critères architecturaux. Il est aussi conseillé d'assurer au maximum que possible la continuité des poutres pour minimiser le ferrailage utilisé.

Les poutres utilisées seront de section rectangulaire .

Soient :

L : longueur de la portée maximale de la grande travée .

h : hauteur de la poutre .

b : largeur d'une section rectangulaire

Pour leur pré dimensionnement, à appliquer la formule suivante:

$$L/10 \geq h \geq L/15 \text{ et } 0.3h \geq b \geq 0.6h$$

- Pour les poutres principales $L_{\max} = 5.50 \text{ m}$.

$$0.55\text{m} \geq h \geq 0.36 \text{ m on prend } h = 55\text{cm}.$$

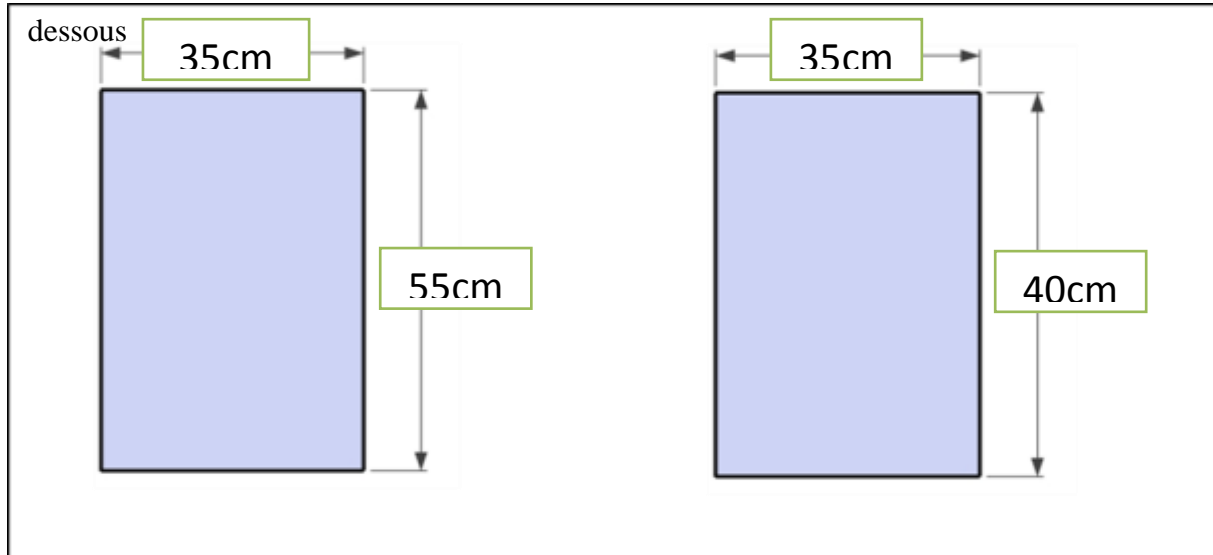
$$0.16\text{m} \geq b \geq 0.33\text{m on prend } b = 35 \text{ cm}.$$

- Pour les poutres secondaires $L_{\max} = 4.40 \text{ m}$.

$$0.44\text{m} \geq h \geq 0.29 \text{ m on prend } h = 40\text{cm}.$$

$$0.12\text{m} \geq b \geq 0.24 \text{ m on prend } b = 35 \text{ cm}$$

Les sections transversales de nos poutres sont schématisées dans la figure (II.4)ci-



- Les poutres principales -

- Les poutres secondaires -

Fig. II.4 : Dimensions des poutres

Vérification des dimensions de la section selon les règles RPA99 v2003 :

Suivant l'article 7.5.1 des règles RPA99 v2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées

$$b \geq 20 \text{ cm}.$$

$$h \geq 30 \text{ cm}.$$

$$h/b > 4.$$

- Pour les poutres principales:

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm}. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$h = 55 \text{ cm} \geq 30\text{cm}. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 0.64 \leq 4. \text{ Condition vérifiée.}$$

- Pour les poutres secondaires:

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm}. \text{ Condition vérifiée.}$$

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. **Condition vérifiée.**

$h/b = 0.875 \leq 4$. **Condition vérifiée.**

Donc les sections adoptées passent vis-à-vis les conditions imposées par les RPA.

II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

Un mur acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure (II.5) suivante:

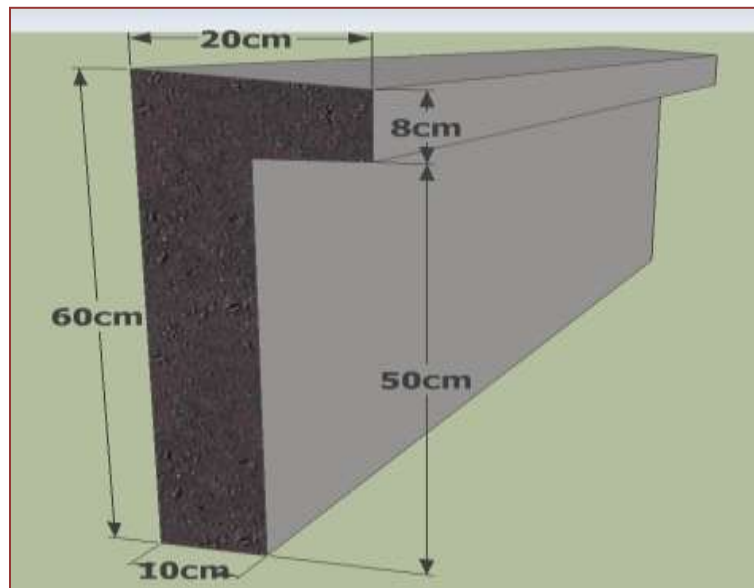


Fig. II. 5: Dimension l'acrotère

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composés d'une série de marches de même hauteur permettant la montée ou la descente d'un niveau de plancher à un autre .

Ces ouvrages peuvent être en bois, en acier mais généralement en béton armé. Ces derniers présentent une grande sécurité en cas d'incendie. L'autre avantage des escaliers en béton armé est la faculté de les construire sous des formes très nombreuses qui permettent de les adapter à toutes les dispositions .

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 0.15 à 0.17m .

g : largeur de la marche, variant de 0.26 à 0.36m .

α : Inclinaison de la volée = arc tg (h/g)

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche est limitée par:

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

Avec : g, est le giron, que l'on prendre égale à 30 cm.

Donc on aura:

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - 30}{2} \rightarrow \mathbf{14.5 < h < 18 \text{ cm.}}$$

On adopte : h=17 cm.

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Où : H, est la hauteur d'étage, qui vaut 3.06m.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = \mathbf{18} \text{ contremarches entre chaque étage.}$$

La pente de volés peut ce calculer par :

$$\tan \alpha_1 = \frac{N_{c_1} \times 17}{n_1 \times 30} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = \mathbf{0.6375} \rightarrow \alpha = \mathbf{32.517^\circ}$$

La longueur des volés ce calcul par :

$$L_1 = \frac{9 \times 17}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 32.517} = \mathbf{284.52 \text{ cm} \cong 2.85 \text{ m}}$$

Finalement, l'épaisseur minimale de la pailasse est limitée suivant la condition de résistance suivante:

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

$$L_1 = \mathbf{2.85 \text{ m.}}$$

$$L_2 = \mathbf{1.50 \text{ m.}}$$

Donc on trouve que:

$$\frac{435}{30} \leq e \leq \frac{435}{20} \rightarrow 14.50 \leq e \leq 21.75 \text{ cm.}$$

On adopte : $e_{palier} = 20 \text{ cm}$. $e_{vole} = 17 \text{ cm}$.

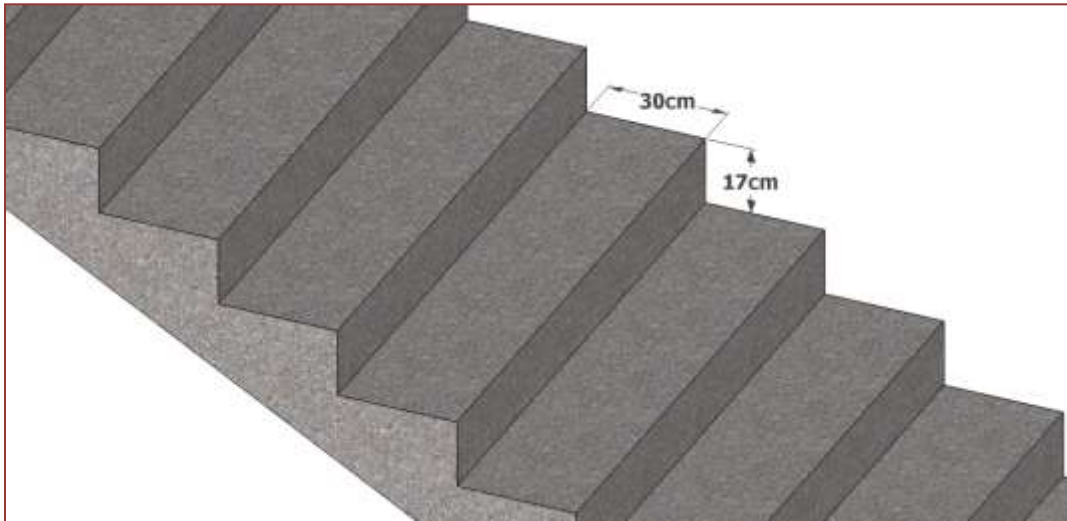


Fig. II. 6 : Dimension des escalier

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

-l'épaisseur minimale (e_{min}) est de 15cm

-A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06 \text{ m}$ et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes:

$$e \geq \frac{h_e}{20} \implies e \geq 15.30 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(15, 15.30) \implies e \geq 15.30 \text{ cm}$$

Soit : $e = 20 \text{ cm}$

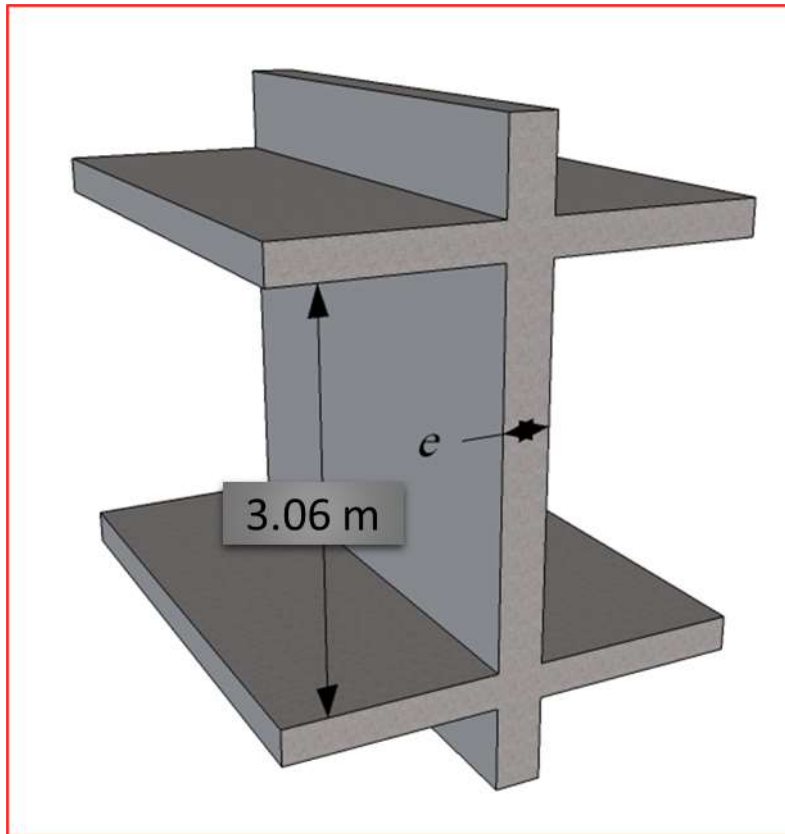


Fig.II.7 : Pré dimensionnement des voiles

II.7. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau est un élément essentiel de la structure, généralement vertical, dont la longueur est grande par rapport aux autres dimensions transversales. Selon les règles CBA93, article B.8.4.1, l'effort dans le poteau doit vérifier que:

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

Avec:

N_u , est l'effort normal ultime pondéré, que l'on déduit après descente de charges.

B_r , est la section de béton réduite de 2cm suivant chaque coté, c'est-à-dire:

$$B_r = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$$

α , est coefficient qui dépende de l'élancement de l'élément poteau λ par la formule suivante:

$$\text{pour : } \lambda < 50 \text{ on à : } \alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)}$$

Dont:

$$\beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Pour les sections rectangulaires il est préférable de prendre $\lambda < 35$, de ce fait, on va prendre :

$\lambda = 35$, ce qui conduit à:

$$\beta(35) = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

Suivant l'article B.8.4.1 du BAEL91, et puisque la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, les valeurs de α sont à diviser par 1.1, c'est-à-dire $\beta(\lambda)$ sera multiplier par 1.1.

on peut faire sortir B_r comme suit:

$$B_r \geq \left(\frac{1.1 \beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} f_{su}} \right)$$

Où : $\frac{A_s}{B_r}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Pour notre cas on va retenir le ferrailage minimal pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA, pour la zone sismique **II-a** a égale à : 0.8%.

Donc on peut simplifier la formule de B_r , comme suit:

$$B_r \geq \left(\frac{1.32 N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0068 f_{su}} \right) (I)$$

II.7.1. Descente de charges:(DTR BC 2.2)

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

II.7.1.1. Charge Permanente

II.7.1.1. a. Plancher terrasse inaccessible -Tableau (II.1) :

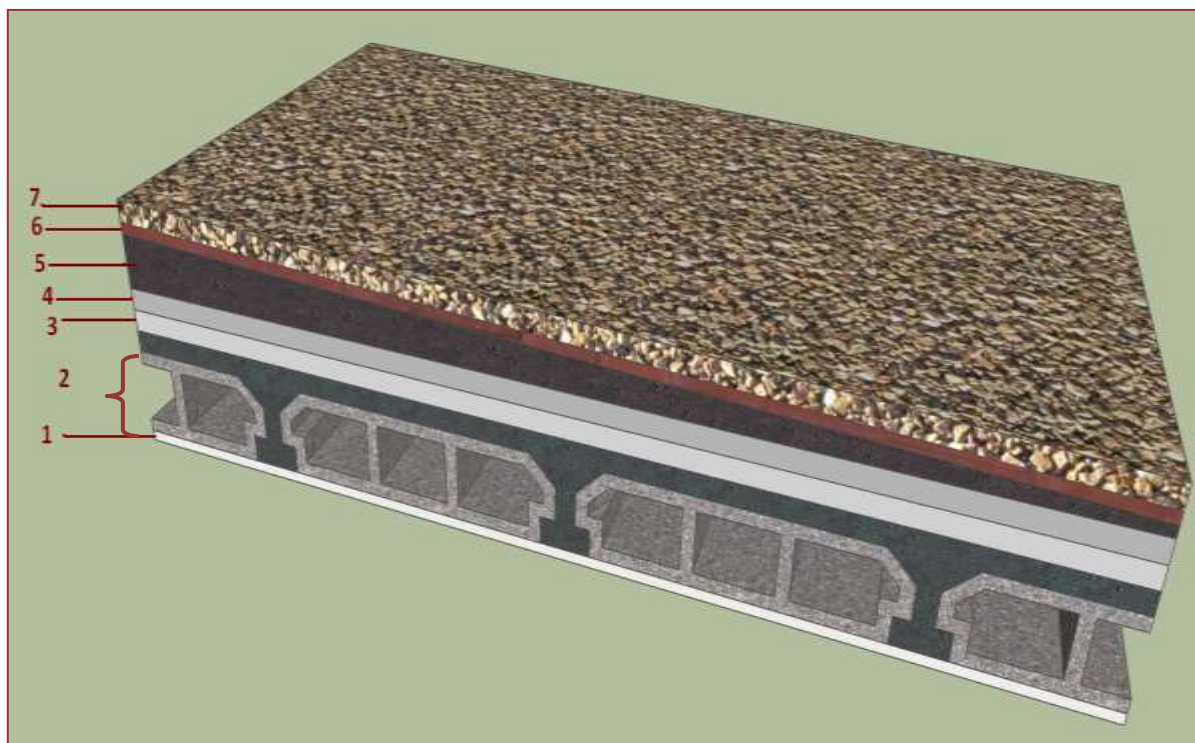


Fig.II.8 : Plancher terrasse inaccessible

	Charge unitaire	G (KN/m²)
7. Gravillon de Protection (4 cm).	0,2 KN/ m3.cm	0.80
6. Etanchéité Multicouche (2 cm).	-	0.12
5. Isolation thermique en polystyrene(4cm)	0,04 KN/m3	0.16
4.Par vapeur (4 cm).	2.4 KN/m3	0.10
3. Béton en Forme de Pente (1%).	22 KN/m3	2.20
2. Corps Creux (16+4).	-	2.80
1. Enduit en plâtre (2 cm)	0.1 KN/m²/cm	0.20
	Total	6.38

- TabII.1 – Charge de plancher terrasse

II.7.1.1. b. Plancher étage courant – Tableau (II.2) :

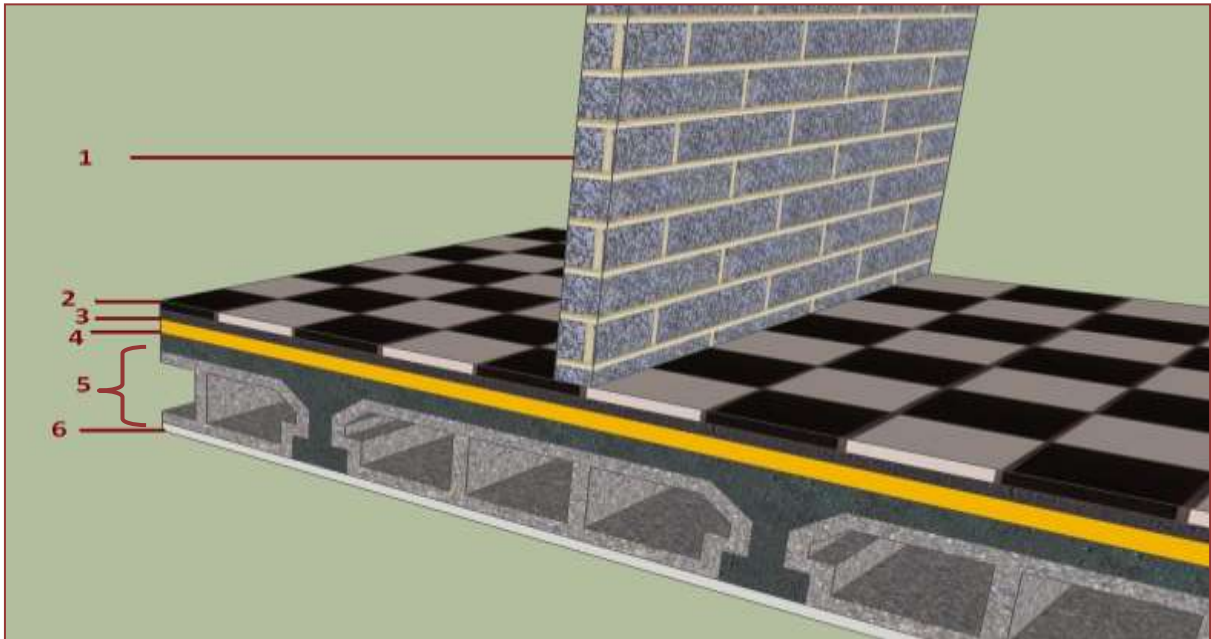


Fig. II.9 : Plancher étage courant

	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1. Cloison légère	-	1.000
2. Revêtement en carrelage (2 cm).	0.20 KN/m ² /cm	0.400
3. Mortier de pose (2 cm).	0.20 KN/m ² /2cm	0.400
4. Lit de sable (3 cm)	18 KN/m ² /cm	0.540
5. Corps Creux (16+4).	-	2.800
6. Enduit en plâtre (2 cm)	0.1 KN/m ² /cm	0.200
	Total	5.140

- TabII.2 –Charge de plancher étage courant

Charge due au mur extérieur :

Les dimensions et les constituants du mur extérieur, sont détaillés dans la **figure II.10**. Dans cet article, on va seulement quantifier la charge permanente due au mur extérieur, qui est linéairement répartie sur les poutres en question.

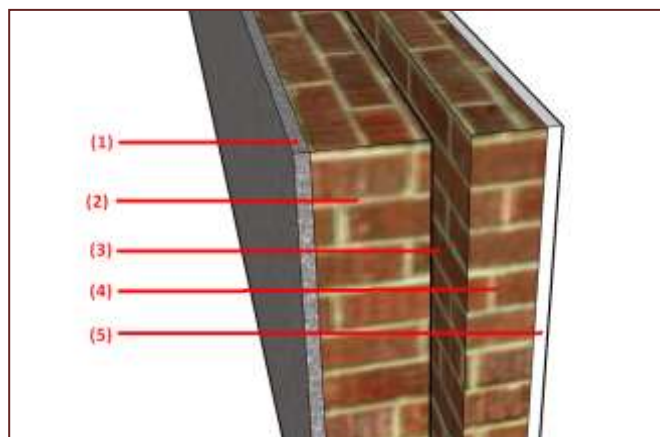


Fig. II.10 : Mur extérieur

<i>N°</i>	<i>Constituants</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Charge unitaire</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1	Enduit ciment	2	18 KN/m ³	0.36
2	Briques creuses	15	9 KN/m ³	1.35
3	Lame d'air	-	-	-
4	Briques creuses	10	9 KN/m ³	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.10 KN/m ² /cm	0.2
	Total			2.81

-Tab II.3-charge de mur extérieur

h diminué par la hauteur des poutres, ce qui donne :

$$G = 2.81 \times (3.06 - 0.55) = \mathbf{7.05 \text{ KN/ml}}$$

Avec 30% d'ouverture : $7.05 \times 0,70 = \mathbf{5.00 \text{ KN/ml}}$

Par conséquent on a des murs extérieurs dont leurs charges permanentes est égale a : **5.00KN/ml.**

Charge due à l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont détaillées dans la **figure.13**, et sa charge permanente sera recensée comme suit :

$$G_{\text{acrotère}} = S_{\text{acrotère}} \times 25 \text{KN/m}^3 + S_{\text{revêtement}} \times 18 \text{KN/m}^3$$

Donc on aura :

$$G_{\text{acrotère}} = \left[0.50 \times 0.10 + \left(\frac{0.08 + 0.10}{2} \times 0.20 \right) \right] \times 25 \\ + [(0.6 + 0.201 + 0.08 + 0.10 + 0.50) \times 0.02] \times 18 = \mathbf{2.233 \text{ KN/ml}}$$

Gacrotère =2.233 KN/ml.

II.7.1.2. Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

$Q_b = 3,500 \text{ KN/m}^2$ Les balcons.

II.7.1.3 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression des charge:

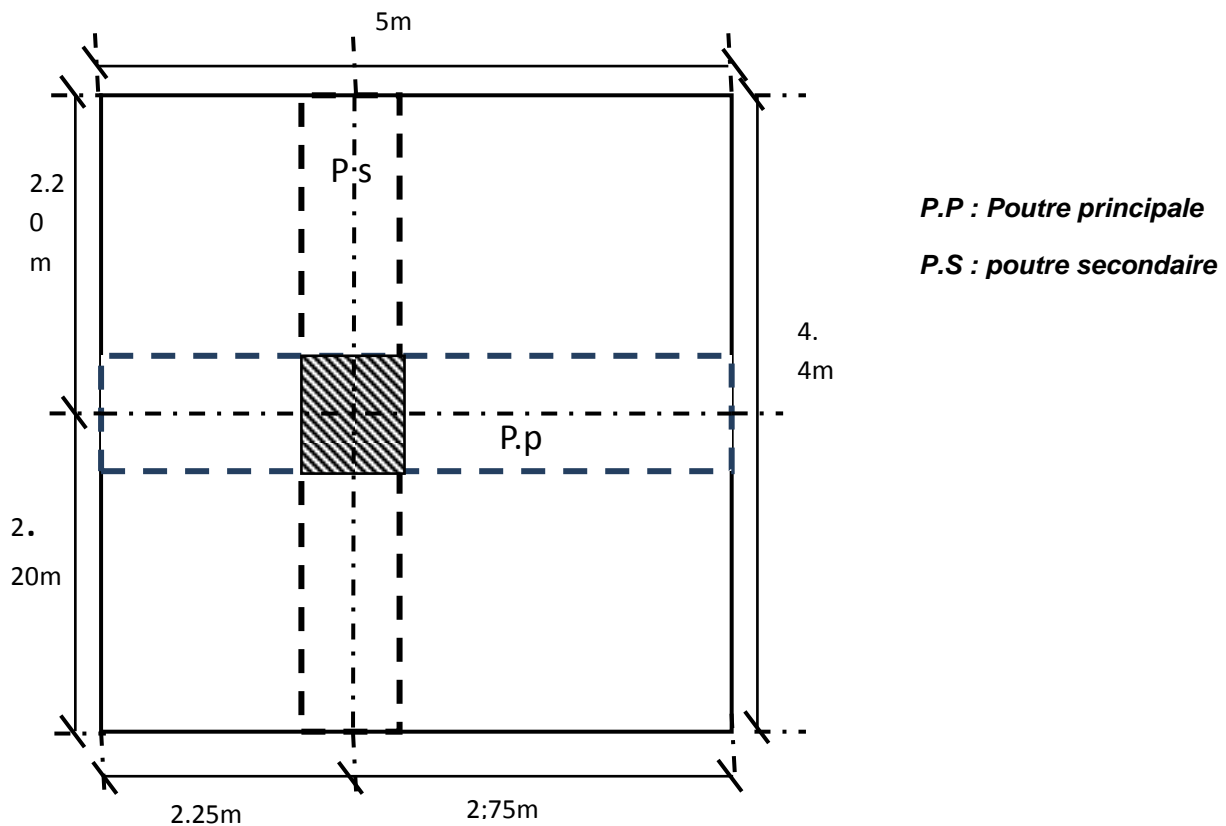


Fig.II.11 :Section afférente d'un poteau sollicité.

Soit $S=22\text{m}^2$ la surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité dans un niveau. Pour chaque niveau l'effort normal dû aux charges permanentes repris par ce poteau est donné par :

$$N_G = N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutres}} + N_{\text{poteau}}$$

N_{plancher} : Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité.

$N_{poutres}$: Effort normal dû aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.

N_{poteau} : Effort normal dû aux poids propre du poteau.

dans le **tableau(3)**, se distribuent linéairement on les multipliant par la hauteur d'étage

Soit : $N_{plancher} = G_{plancher} \times S$

Plancher	Charge permanente $G_{plancher}$ [KN/m ²]	Surface d'influence S [m ²]	$N_{plancher}$ [KN]
Terrasse	6.38	22	140.36
RDC+Etages courant	5.14	22	113.08

Tableau II.4: Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité

$N_{poutres} = G_{poutres} \times l$

l : longueur des poutres revenant au poteau.

Poutre	Charge permanente G_{Poutre} [KN/m ²]	Longueur d'influence l [m ²]	N_{Poutre} [KN]	
Poutre longitudinale (35x55)	0.35 x 0.55 x 25	5.5	$N_{Pl} = 26.46$	$N_{Poutre} =$ 41.86 [KN]
Poutre transversale (35x40)	0.35 x 0.40 x 25	4.4	$N_{Pt} = 15.40$	

Tableau II.5 : Effort normal du aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité

$N_{poteau} = a \times b \times 3.06m \times 25KN/m^2$ avec a et b les dimensions du sont les dimensions de la section des poteaux. Dans notre cas la section est carrée.

II.4.1. Effort normal dû aux charges d'exploitation

Pour chaque niveau, l'effort normal N_Q du aux charges d'exploitation est donné par :

$$N_Q = Q_{\text{plancher}} \times S$$

Q_{plancher} : Charges d'exploitation des différents planchers.

Plancher	Charge permanente Q_{plancher} [KN/m ²]	Surface d'influence S [m ²]	$N_{Q_{\text{plancher}}}$ [KN]
Terrasse	$Q_0=1$	22	22
Etage courant	$Q_{ec}=1.5$	22	33

Tableau II.6 : Effort normal dû aux charges d'exploitation

Niveau	Opération		Surface d'influence S[m ²]	N_Q cumulée [kN]
terrasse	Q_0	1	22	22
9 ^{ème} étage	Q_0+Q_{ec}	1+1.5	22	55
8 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.95 (2Q_{ec})$	1+0 .95(2X1.5)	22	84.7
7 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.9 (3Q_{ec})$	1+0 .9 (3X1.5)	22	111.1
6 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.85 (4Q_{ec})$	1+0 .85(4X1.5)	22	113.2
5 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.8 (5Q_{ec})$	1+0 .8(5X1.5)	22	133
4 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.75 (6Q_{ec})$	1+0 .75(6X1.5)	22	149.5
3 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.71 (7Q_{ec})$	1+0 .71(7X1.5)	22	165.01
2 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.69 (8Q_{ec})$	1+0 .69(8X1.5)	22	183.16
1 ^{ème} étage	$Q_0+ 0.67 (9Q_{ec})$	1+0 .67(9X1.5)	22	199.99

Tableau II.7 : Dégression des charges

Pour satisfaire la condition de l'effort normal ultime il faut que pour chaque niveau :

$$1.1N_{ult} \leq N_{CBA}$$

Avec :

$$N_{CBA} = \left[\left(\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma_s} \right) + \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma_s} \right] : \text{l'effort normal résistant.}$$

$1.1N_{ult}$: Effort normal calculé par la descente de charge et majoré par 10%.

Niveau	Charge permanente					Charge d'exploit	1.1 N_{ult} (kN)	Section adopté	NCBA (kN)	Vérification
	$N_{plancher}$ (kN)	N_{poteau} (kN)	$N_{poutres}$ (kN)	N_G (kN)	$N_{Gcumulé}$ (kN)	$N_{Qcumulé}$ (kN)				
9 ^{ème} étage	140,36	20,655	41.86	202,875	202,875	65,873	409,9607	45X60	4564,356	Vérifié
8 ^{ème} étage	113,08	20,655	41.86	175,595	378,47	152,27	813,2883	45X60	4564,356	Vérifié
7 ^{ème} étage	113,08	20,655	41.86	175,595	554,065	256,65	1246,259	45X60	4564,356	Vérifié
6 ^{ème} étage	113,08	22,95	41.86	177,89	731,955	376,42	1708,046	45X60	5091,795	Vérifié
5 ^{ème} étage	113,08	17,2125	41.86	172,1525	904,1075	509,02	2182,487	45X60	3781,071	Vérifié
4 ^{ème} étage	113,08	17,2125	41.86	172,1525	1076,26	653,68	2676,831	45X60	3781,071	Vérifié
3 ^{ème} étage	113,08	18,93375	41.86	173,87375	1250,1337	812,46	3197,021	45X60	4172,713	Vérifié
2 ^{ème} étage	113,08	18,93375	41.86	173,87375	1424,0075	984,33	3738,809	45X60	4172,713	Vérifié
1 ^{ème} étage	113,08	20,655	41.86	175,595	1599,6025	1168,2	4303,057	45X60	4564,356	Vérifié
RDC	113,08	20,655	41.86	175,595	1775,1975	1366,0	4490,171	45X60	4564,356	Vérifié

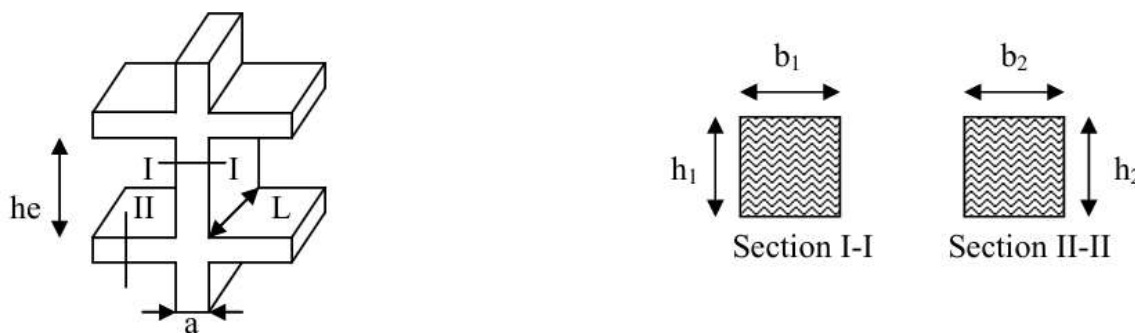
Tableau II.8: Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées

On remarque que les efforts normaux correspondant aux sections adoptée sont nettement supérieurs à ceux calculées par la descente de charge, cette marge à été laissée pour

satisfaire aux conditions qui vient par la suite et qui tient compte des charges sismiques. (Effort normal réduit par exemple).

II-5 Vérification selon le RPA99version 2003:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

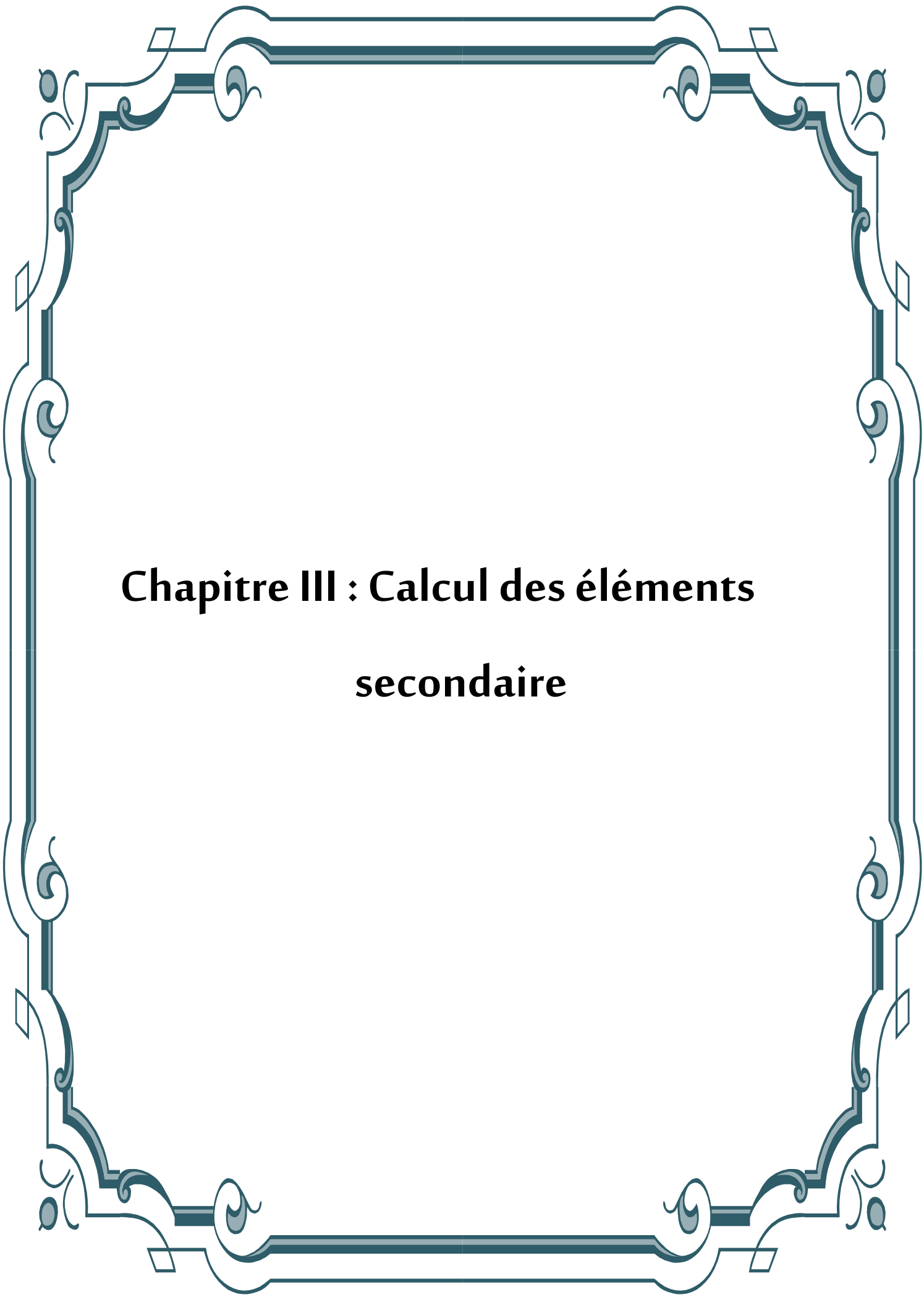


$$\text{Min} (b1, h1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (b1, h1) \geq h_e/20\text{cm}$$

$$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$$

Poteaux (b x h)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
45x60 cm	$\text{Min} (b1, h1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min} (b1, h1)=45\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b1, h1) \geq h_e/20$	$h_e/20=15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=0.75$	Condition vérifiée



Chapitre III : Calcul des éléments
secondaire

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments:

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

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

III.2. Etude du plancher

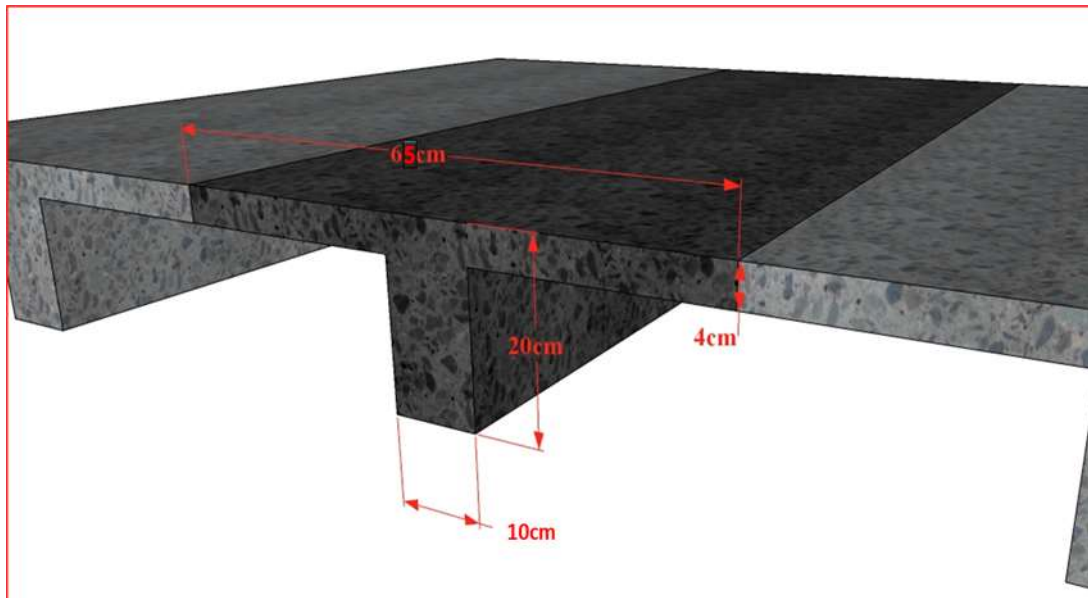


Fig. III.1 : Dimension des poutrelles

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type **(16+4) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. La poutrelle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

- Cas d'étage courant :

$$G = 5.14 \times 0.65 = 3.34 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.50 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/ml}$$

- Cas de terrasse inaccessible :

$$G = 6.38 \times 0.65 = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

III.2.1. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible :

- Poutre repose sur 4 appuis .
- Poutre repose sur 3 appuis .

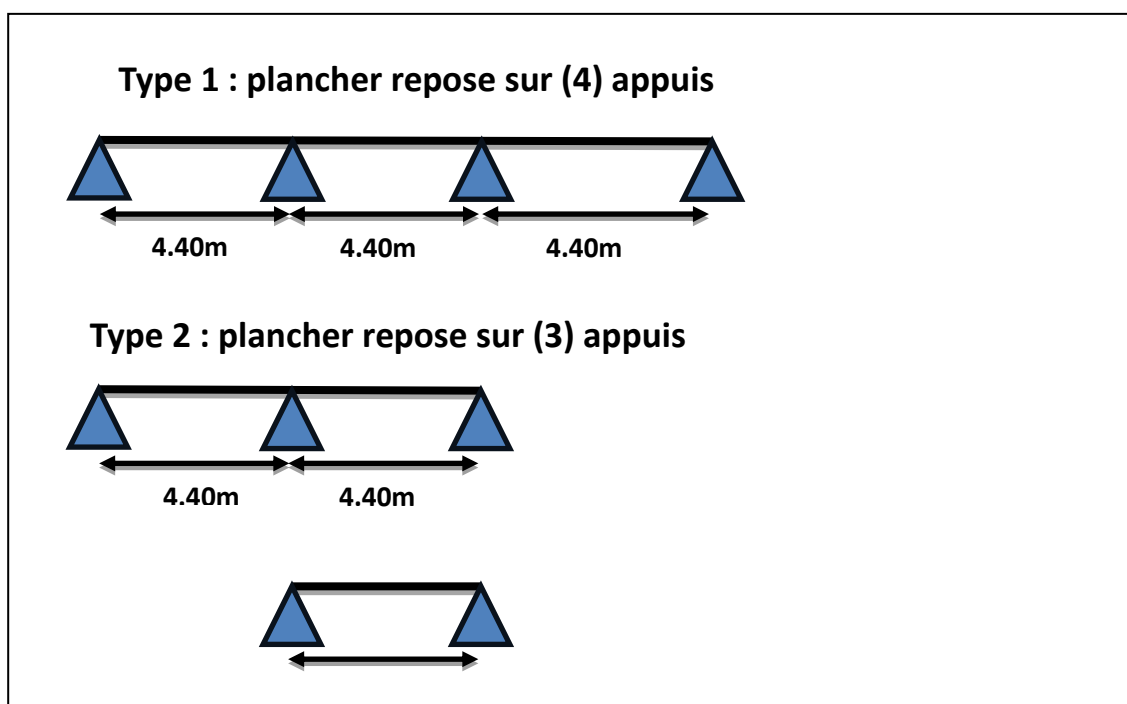


Fig. III.1 : les types de planchers terrasse et etages courant

III.2.2. Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages Courant

$$\text{E.L.U : } q = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{E.L.S : } q = G + Q$$

La charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times E \quad E = 0.65$$

$$P_s = (G + Q) \times E$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Étages courants	5.14	1.5	5.97	4.32
Étages terrasse	6.38	1	6.38	4.80

TabIII.1: calcul la charge p a l'ELU et l'ELS

III.2.3.La méthode de calcul de poutrelles :

III.2.3.1. La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

a) Condition d'application :

Plancher étage courant :1) $Q_{\text{étage}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (10.28 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

$Q_{\text{terrasse}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (12.76 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 12.76 \text{ KN/m}^2 (\text{c.v})$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées(c.v)

3) La fissuration n'est pas préjudiciable.(c.v)

4) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$

Type1 et 2 pour Etage courant : $0.8 \leq 4.40/4.40=1 \leq 1.25$

Type1 et 2 Terrasse inaccessible : $0.8 \leq 4.40/4.40=1 \leq 1.25 (\text{c.v})$

Toutes les conditions vérifier alors la méthode forfaitaire applicable.

b)Calcul des moments :

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$

Les moments en appuis :

$0.2M_0$ pour appui de rive

- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.

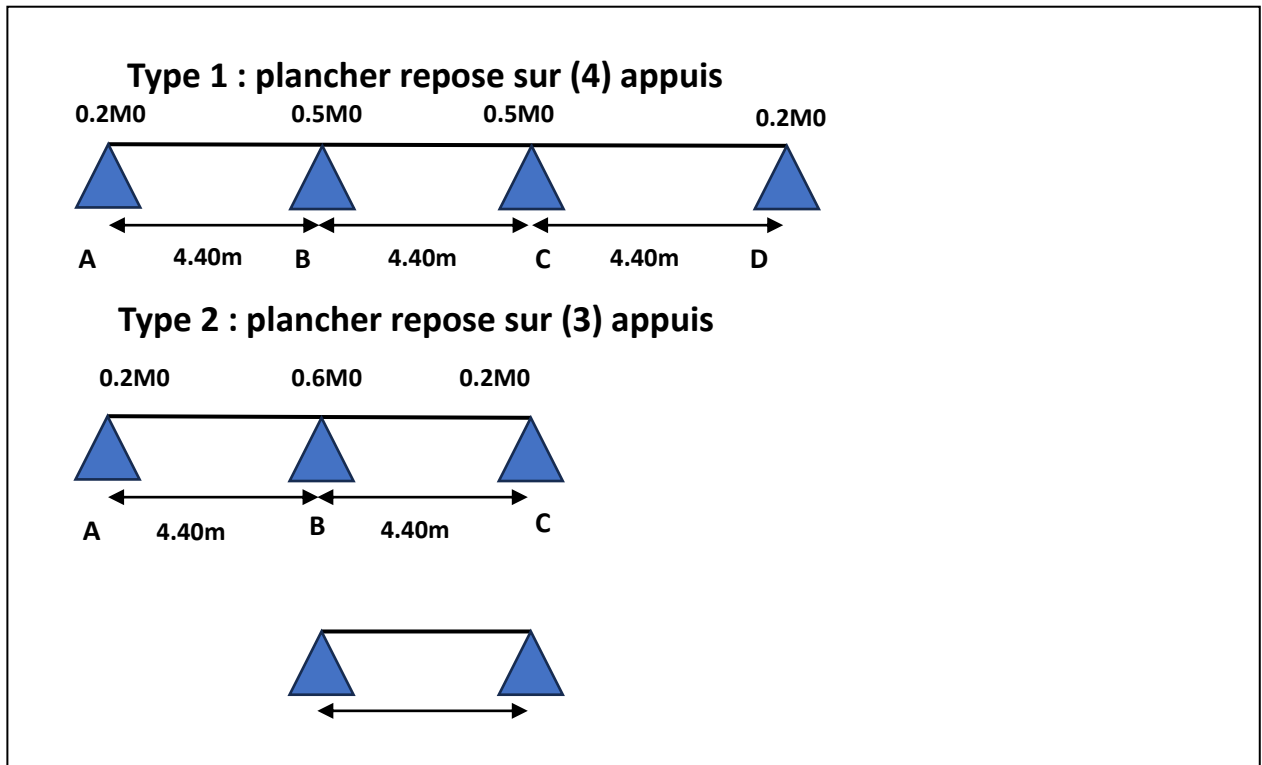


Fig. III. 2 : les types de planchers terrasse et etages courant

b) Calcul de moment :

La travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = \max(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{Mg+Md}{2}) \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}). \end{array} \right.$$

La travée de intermediaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = \max(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{Mg+Md}{2}) \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de intermediaire}). \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.38} = 0.13$$

Type	Travée	L	P _U	M ₀	M _g	M _d	M _t
Type1	A-B	4.40	6.38	15.44	3.08	7.72	16.21
	B-C	4.40	6.38	15.44	7.72	7.72	16.21
	C-D	4.40	6.38	15.44	7.72	3.08	16.21
Type2	A-B	4.40	6.38	15.44	3.08	9.26	16.21
	B-C	4.40	6.38	15.44	9.26	3.08	16.21
Type3	A-B	4.40	6.38	15.44	3.08	3.08	16.21

Tab.III.2 : Etude de plancher terrasse a E.L.U

Type	Travée	L	P _{ser}	M ₀	M _g	M _d	M _t
Type1	A-B	4.40	4.80	11.62	2.32	5.81	12.21
	B-C	4.40	4.80	11.62	5.81	5.81	12.21
	C-D	4.40	4.80	11.62	5.81	2.32	12.21
Type2	A-B	4.40	4.80	11.62	2.32	6.97	12.21
	B-C	4.40	4.80	11.62	2.32	2.32	12.21
Type3	A-B	4.40	4.80	11.62	3.08	3.08	12.21

Tab.III.3 : Etude de plancher terrasse a E.L.S

C) Calcul des efforts tranchants : (ch 3 §III.4) BAEL91/99

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_T}{M_g + M_T}}} \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_g + M_T}{M_d + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_d + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_g + M_t}{b}$$

Type	Travée	a	b	Vw(kn)	Ve(kn)
Type1	A-B	2.08	2.31	-23.00	16.70
	B-C	2.2	2.2	-21.75	21.75
	C-D	2.31	2.08	-16.70	23.00
Type2	A-B	2.04	2.35	-24.97	16.42
	B-C	2.35	2.04	-16.42	24.97
Type3	A-B	2.2	2.2	-17.54	17.54

Tab.III.4 : Tableau récapitulatif des effortstranchants

III.2.4. Calcul de ferrailage:

On commence par rechercher a quel cas correspond un problème donne, en considérant tout d'abord le cas limite ou l'axe neutre est situe aura ccordentre nervure et table :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$\alpha_0 = 0.22 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 0.153 . \text{ (BAEL 91 p127)}$$

Puison calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$M_t = 0.153 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3 = 45.75 \text{ KN.m .}$$

$$M_{tu} = 16.21 \text{ KN.m} < M_t = 45.75 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutreestdanslatablede compression. Comme lebétonendu n'intervient pasdansles calculsderésistance, onconduitlecalcul comme silasection étaitrectangulaire de largeur constanteégalea la largeurdela table**b**.

a) En travée:

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.21 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.054 < \mu_{lim} = 0.186.$$

$$\Rightarrow \dot{A}_s = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.054)}) \Rightarrow \alpha_u = 0.069.$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.069 \times 65 \times 18 \times 14.2}{348} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$, on prend A_{smin} et on adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.2012 < \mu_{lim} = 0.186$$

$$\Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2012}) \Rightarrow \alpha_u = 0.283$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b_0 d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.283 \times 10 \times 18 \times 14.2}{348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$, on prend A_s et on adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : selon l'article (A.7.2.2) de BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm}, \text{ donc on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales :

$$St = \{ \min h/4; 12\phi_l \} \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant à(ELU):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.97 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.213 \text{ MPa}$$

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

Donc :

$$\tau_u = 0.213 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

III.2.5.Vérification à l'ELS:

- **Vérification des contraintes :** (fissuration peu préjudiciable).

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.21}{12.21} = 1.32$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.410 > \alpha = 0.283$$

- En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.26}{6.97} = 1.33$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.415 > \alpha = 0.021$$

- **Vérification de la flèche:**

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{440}{16} ; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} \leq 27.5 \text{ cm} \text{ condition non vérifiée} \\ A_s \leq 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \leq 12.28 \text{ condition vérifiée} \\ L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4.40 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

\bar{f} : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l < 5m$:

$$\bar{f} = l/500 = 4400/500 = 8.8 \text{ mm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 1.57}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18}{7.5 \times 1.57}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

- **l'inertie de la section :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.27^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 3.27)^2$$

$$\Rightarrow I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

- **l'inertie de la section total homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[1.57 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 44840.53 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des facteurs λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.008$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.008 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 5.33 \quad \text{et}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.13$$

- **Calcul des moments :**

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

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{4.15 \times 4.4^2}{8} = 10.043 \text{ KN.m}$$

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

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{2.80 \times 4.4^2}{8} = 6.77 \text{ KN.m}$$

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

$$M_p = M_t^{ser} = 12.21 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.043}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.27) \Rightarrow \sigma_{sg} = 378.198 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.77}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.27) \Rightarrow \sigma_{sj} = 254.944 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 12.21}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.27) \Rightarrow \sigma_{sp} = 459.802 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul des paramètres (μ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 378.198 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = \mathbf{0.741} \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 254.944 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = \mathbf{0.641} \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 459.802 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = \mathbf{0.781} \end{array} \right.$$

- Calcul de l'inertie fissurée :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 0.4 \times 5.33 \times 0.741} \Rightarrow I_{fv}^g = 19119.45 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.741} \Rightarrow I_{fi}^g = 9965.51 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.641} \Rightarrow I_{fi}^i = 11168.17 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.781} \Rightarrow I_{fi}^p = 9553.97 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

- Calcul des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{10.043 \times 4.40^2}{10 \times 10818.87 \times 19119.45 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gv} = 9.76 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{10.43 \times 4.40^2}{10 \times 32164.2 \times 9965.51 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gi} = 6.29 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{6.77 \times 4.40^2}{10 \times 32164.2 \times 11168.17 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{ji} = 3.64 \times 10^{-3} \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{12.21 \times 4.40^2}{10 \times 32164.2 \times 9553.97 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 7.69 \times 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (9.76 - 3.64 + 7.69 - 6.29) \times 10^{-3} = 7.52 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$7.52 \text{ mm} < f = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$- \text{si } l < 50\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) f_e \text{ en MPa}$$

$$- \text{si } 50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4l}{f_e} (\text{cm}^2)$$

l : Longueure entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 65 \text{ cm}$

$$- 50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2)$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(3\phi 6)$ de surface $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm} \leq 20$ **Condition vérifié**

Donc : pour 1 ml on prend $5\phi 6 / \text{ml}$ de surface $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit $5\phi 6$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

III.2.7.Schémas de ferrailage:

Les figures suivantes présentent le ferrailage des poutrelles calculé précédemment :

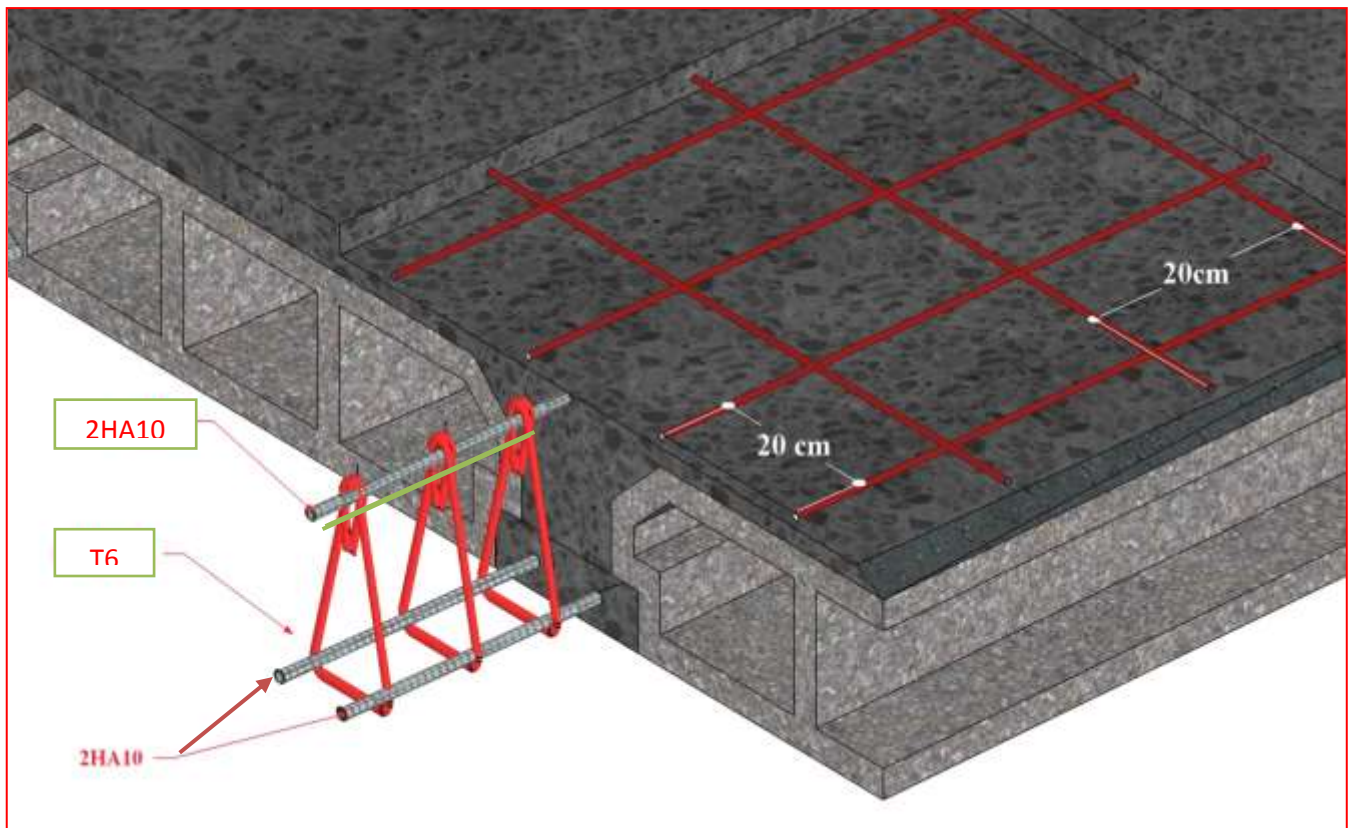


Fig.III.3: le ferrailage des poutrelles

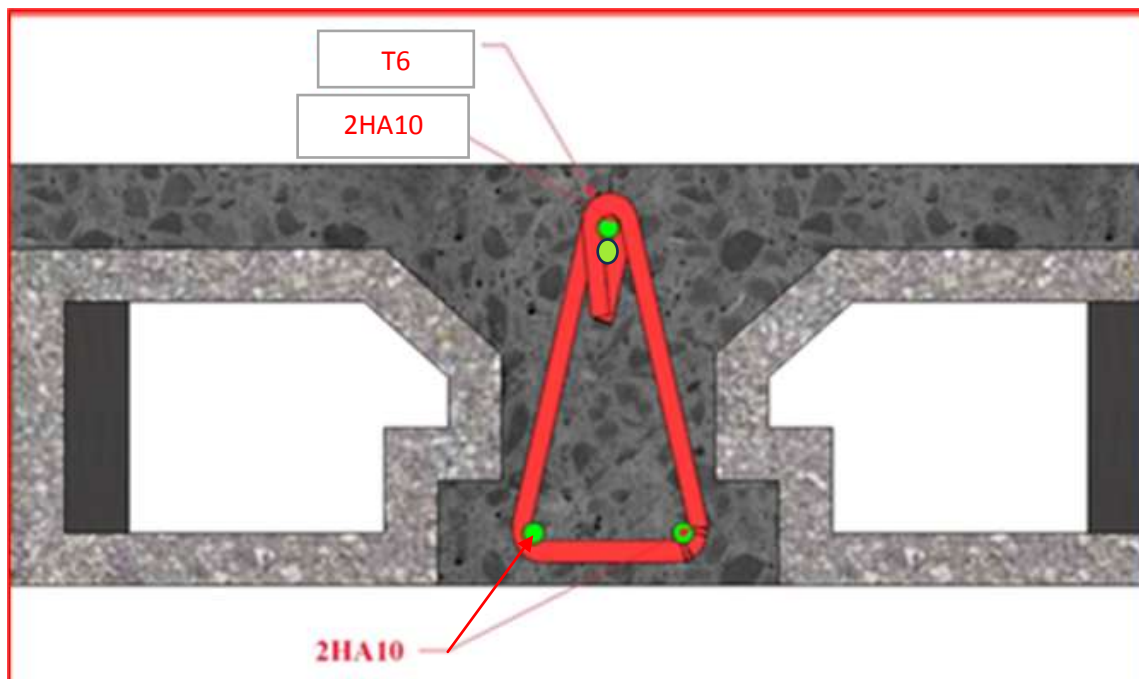


Fig.III.4: schéma de ferrailage des nervures

III.3. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.3.1. Principe de calcul :

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse . Elle est sollicitée en flexion composée sous la charge permanente G due au poids propre, la charge d'exploitation Q due à la main courante, et sous l'effort sismique horizontal F_p .

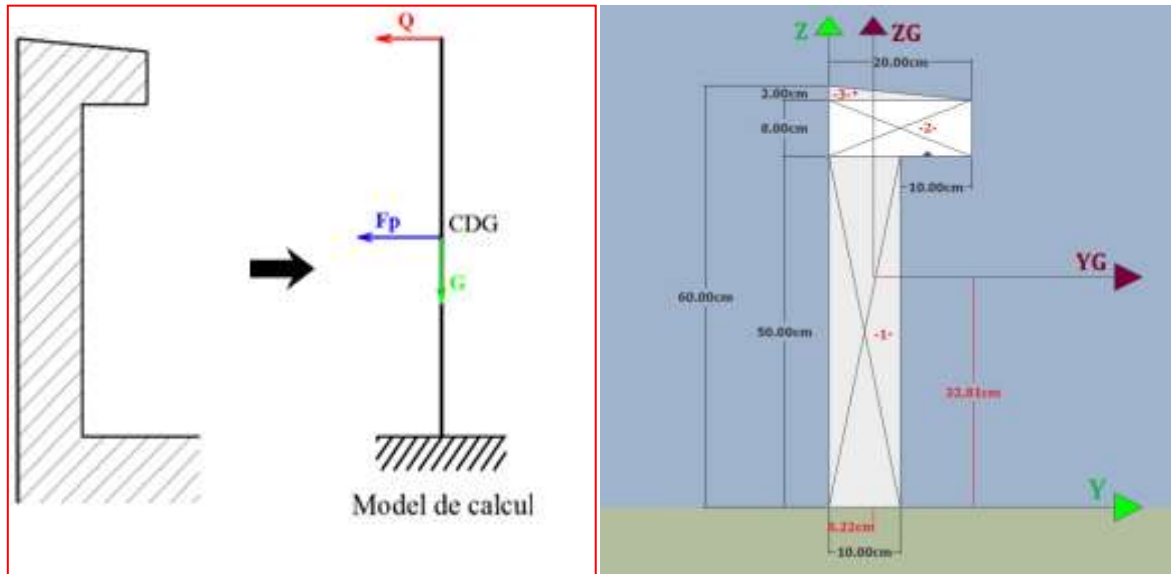


Fig. III. 5 : Modélisation de l'acrotère

Le calcul sera conduit selon les hypothèses suivantes :

- On effectue le calcul pour une bonde d'acrotère de largeur unitaire,
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

III.3.2.Evaluation des charges :

III.3.2.1.Poids propre :

Comme il est déjà calculer dans le chapitre 2 de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde corps » de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article 7.7du DTR BC-22, à la charge variable suivante :

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

III.3.2.3. L'effort sismique :

Les règles RPA99v2003, recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique II-a, et le groupe d'usage 2, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.15$$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0.8$$

W_p : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W_p = G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.233 = 1.07184 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère :

Les deux coordonnées du centre de gravité G de l'acrotère sont calculer comme suit :

$$\begin{cases} Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + A_3 Y_3}{A_1 + A_2 + A_3} \\ Z_G = \frac{\sum A_i Z_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_G = \frac{(0.5 \times 0.1)0.25 + (0.2 \times 0.08)0.54 + (0.02 \times 0.1)(0.58 + 0.02/3)}{(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1)} \\ Y_G = \frac{(0.5 \times 0.1)0.05 + (0.2 \times 0.08)0.10 + (0.02 \times 0.1)0.20/3}{(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y_G = 0.0622 \text{ m} = 6.22 \text{ cm}, \\ Z_G = 0.3281 \text{ m} = 32.91 \text{ cm}. \end{cases}$$

III.3.4. Calcul des sollicitations :

La section la plus critique dans l'acrotère, est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, et qui est sollicitée par :

$$\text{Sous } \mathbf{G} : \begin{cases} N_G = \mathbf{G} = 2.233 \text{ KN/ml}, \\ M_G = \mathbf{G} \times (Y_G - Y_1) = 2.233 \times (0.0622 - 0.05) = \mathbf{0.02724 \text{ KN m/ml}}, \\ V_G = \mathbf{0} \end{cases}$$

$$\text{Sous } \mathbf{Q} : \begin{cases} N_Q = \mathbf{0} \\ M_Q = \mathbf{Q} \times L = 1 \times 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KNm/ml}}, \\ V_Q = \mathbf{Q} = 1 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

$$\text{Sous } \mathbf{F}_p : \begin{cases} N_E = \mathbf{0} \\ M_E = \mathbf{F}_p \times Z_G = 1.07184 \times 0.3281 = \mathbf{0.3516 \text{ KNm/ml}}, \\ V_E = \mathbf{F}_p = 1.07184 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Remarque :

- Le moment \mathbf{M}_G est tellement petit, que l'on peut le négliger devant \mathbf{M}_Q et \mathbf{M}_E ,
- On à :

$$\begin{cases} M_Q = 0.6 > M_E = 0.3516 \text{ KNm/ml}, \\ V_E = 1.07864 > V_Q = 1 \text{ KN/ml}. \end{cases}$$

Donc, dans ce qui suit, on va considérer comme moment fléchissant \mathbf{M}_Q , et comme effort tranchant \mathbf{V}_E .

III.3.5. Combinaison des sollicitations :

Puisque le poids propre \mathbf{G} , favorise la stabilité de l'acrotère, donc il ne sera pas majoré dans les combinaisons suivantes :

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} N_u = N_G + 1.5N_Q = 2.233 + 1.5 \times 0 = \mathbf{2.233 \text{ KN/ml}}, \\ M_u = M_G + 1.5M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KNm/ml}}, \\ V_u = V_G + 1.5V_E = 0 + 1.5 \times 1.07864 = \mathbf{1.62 \text{ KN/ml}}. \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} N_{ser} = N_G + N_Q = 2.233 + 0 = \mathbf{2.233 \text{ KN/ml}}, \\ M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KNm/ml}}, \\ V_{ser} = V_G + V_E = \mathbf{1.07864 \text{ KN/ml}}. \end{cases}$$

III.3.6. Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

La section de calcul est schématisée dans la **figure.35**, dont : $h = 10 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ m}$,
 $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

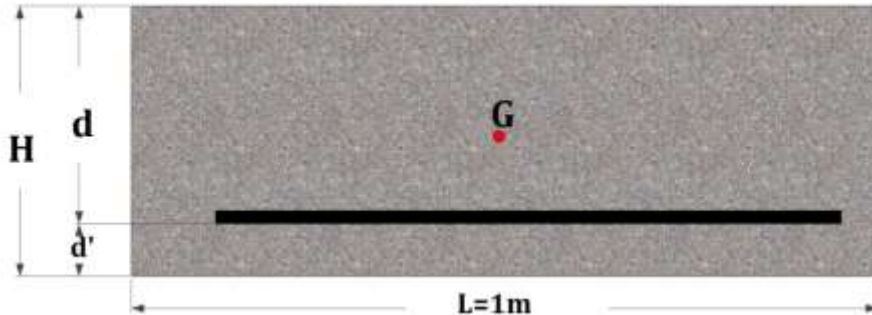


Fig. III. 6: La section de calcul

III.3.6.1. Détermination de l'excentricité de calcul :

D'après l'article **A.4.3.5** des règles CBA93, les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme ELUSF, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{(e_1 + e_a)}{h} \right\} (*)$$

Ces sections peuvent être vérifiées uniquement en flexion composée, à condition qu'on prenne en compte forfaitairement les effets de second ordre, on additionnant l'excentricité e_2 à e_1 et e_a .

Dont :

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.233} = 0.403 \text{ m} = 40.3 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales de l'élément, elle se détermine par :

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{60}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

L_f : est la longueur de flambement de l'acrotère (console verticale), donc :

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

On vérifie la condition (*) :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 < \max \left\{ 15, 20 \frac{(0.403 + 0.02)}{0.1} \right\} = 64.3 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc, l'excentricité de calcul sera :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_2 : excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, est elle se calcul comme suit :

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

Où :

Φ : rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantané, généralement il est pris égal à 2,

α : rapport entre moments, calculer par :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 8.64 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.864 \text{ cm}$$

Par conséquent :

$$e = 0.403 + 0.02 + 0.00864 = 0.4316 \text{ m} = 43.16 \text{ cm}$$

III.3.6.2. Position du centre de pression :

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 43.16 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, ainsi le calcul de ferrailage s'effectuera en flexion simple sous le moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{uf} = 2.233 \left(0.4316 + 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.031 \text{ KN m/ml}$$

Donc :

$$\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}} = \frac{1.031}{0.6} = 1.718$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.718 - 0.1776 = 0.408$$

Puis on calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.031}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.01134 < \mu_{lu} = 0.408$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : $A'_{sf} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01134} \right) = 0.01426$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.01426) = 0.07954 \text{ m}$$

Comme : $\alpha = 0.01426 < 0.259$, l'ELU est atteint en **pivotA**, c'est-à-dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z_d \sigma_s} = \frac{1.031}{0.07954 \times 348 \times 10^3} = 3.72 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.372 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage réel en flexion composée se déduit, donc du ferrailage fictif comme suit :

$$\begin{cases} A'_s = A'_{sf} = 0 \\ A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 3.72 \cdot 10^{-5} - \frac{2.233}{348 \times 10^3} = 3.078 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.3078 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.3.6.3. Le ferrailage minimal :

Le ferrailage minimal en flexion composée est la plus grande des deux valeurs obtenues par l'application de la règle de millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}, 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_{s_{min}}, A_s^{ELU} \} = \max \{ 1, 0.3078 \} = 1 \text{ cm}^2$$

III.3.6.4. Description des armatures :

III.3.6.4.1. Armatures principales :

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : } 5 \text{ HA } 8 \text{ avec : } A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales sera de **20 cm**, ce qui vérifie la condition suivante :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow s_t \leq \min \{ 2h, 25 \text{ cm} \} = \min \{ 2 \times 10; 25 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$$

III.3.6.4.2. Armatures de répartition (de peau) :

Selon l'article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99, la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow \text{pour le cas des charges non concentrées,}$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{2.51}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte : 3 HA 8 avec : } A_r = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures de répartition sera de **25 cm**.

III.3.6.5. Vérification du diamètre des armatures :

Le diamètre adopté pour les armatures des de sens, doit vérifié la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0.8 \text{ cm} < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.633 \text{ MPa} \cong 202 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Avec :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.233} = 0.2687 \text{ m}$$

$$\rightarrow c = \frac{0.1}{2} - 0.2687 = -0.2187 \text{ m}$$

On calcul les deux termes \mathbf{p} et \mathbf{q} comme suit :

$$\begin{cases} \mathbf{p} = -3 c^2 - 90 A'_s \frac{(c - d')}{b} + 90 A_s \frac{(d - c)}{b} \\ \mathbf{q} = -2 c^3 - 90 A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90 A_s \frac{(d - c)^2}{b} \end{cases}$$

Où : $A'_s = 0$

$$\begin{cases} \mathbf{p} = -3 (-0.2187)^2 + 90 \times 2.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)}{1} = -\mathbf{0.137} \\ \mathbf{q} = -2 (-0.2187)^3 - 90 \times 2.51 \cdot 10^{-4} \frac{(0.08 + 0.2187)^2}{1} = \mathbf{0.019} \end{cases}$$

Puis on résolve l'équation : $\mathbf{z}^3 + \mathbf{p} \mathbf{z} + \mathbf{q} = 0$

$$\Delta = \mathbf{q}^2 + \frac{4 \mathbf{p}^3}{27} = 0.019^2 + \frac{4 (-0.137)^3}{27} = -\mathbf{1.99 \cdot 10^{-5}} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3\mathbf{q}}{2\mathbf{p}} \sqrt{\frac{-3}{\mathbf{p}}} \right) \\ \mathbf{a} = 2 \sqrt{\frac{-\mathbf{p}}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.019}{2 \times (-0.137)} \sqrt{\frac{-3}{-0.137}} \right) \\ \mathbf{a} = 2 \sqrt{\frac{0.137}{3}} \end{cases}$$

Donc on trouve :

$$\begin{cases} \varphi = \mathbf{166.77^\circ} \\ \mathbf{a} = \mathbf{0.4274} \end{cases}$$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} \mathbf{z}_1 = \mathbf{a} \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0.4274 \times \cos \left(\frac{166.77}{3} \right) = \mathbf{0.2415 m} \\ \mathbf{z}_2 = \mathbf{a} \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0.4274 \times \cos \left(\frac{166.77}{3} + 120 \right) = -\mathbf{0.4261 m} \\ \mathbf{z}_3 = \mathbf{a} \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0.4274 \times \cos \left(\frac{166.77}{3} + 240 \right) = \mathbf{0.1846 m} \end{cases}$$

On calcul \mathbf{Y}_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$\mathbf{y}_{ser} = \mathbf{z} + \mathbf{c}$$

Pour z , on choisie parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0.08 \text{ m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.2415 \text{ m}$,

$$y_{ser} = 0.2415 - 0.2187 = 0.0228 < 0.08 \text{ m}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2]$$

$$\rightarrow I = \frac{1 \times 0.0228^3}{3} + 15 \times 2.51 \cdot 10^{-4} (0.08 - 0.0228)^2 = 1.627 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{z N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \frac{z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.2415 \times 2.233 \cdot 10^{-3}}{1.627 \cdot 10^{-5}} \times 0.0228 \\ \sigma_s = 15 \times \frac{0.2415 \times 2.233 \cdot 10^{-3}}{1.627 \cdot 10^{-5}} \times (0.08 - 0.0228) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.955 \text{ MPa} \cong 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 25.46 \text{ MPa} \cong 25.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

III.3.8. Vérification à l'effort tranchant (ELU) :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91modifié99, on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1.62 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0202 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.0202 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.3.9. Schéma de ferrailage :

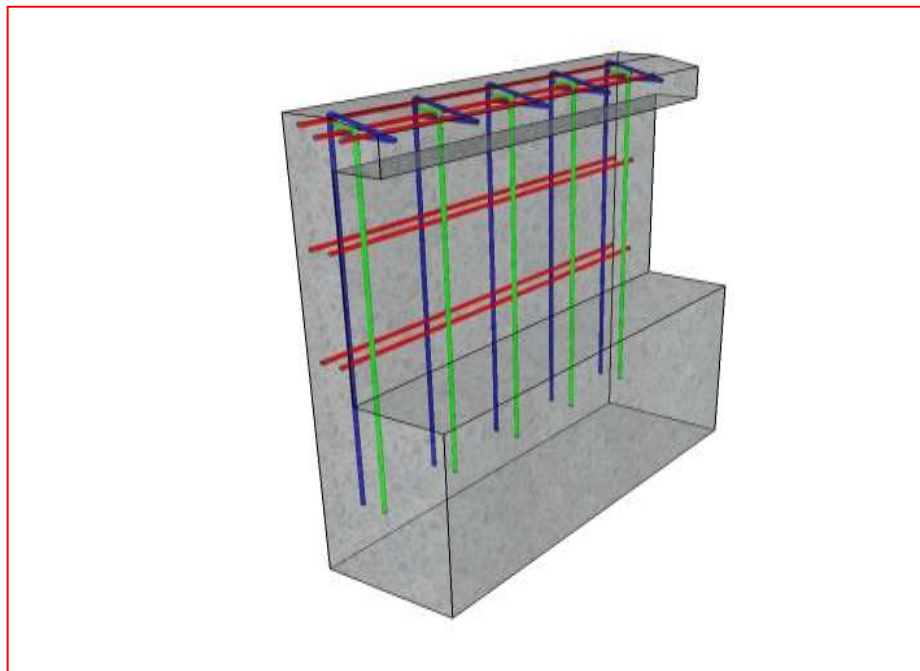


Fig. III.7:schéma de ferrailage de l'acrotère

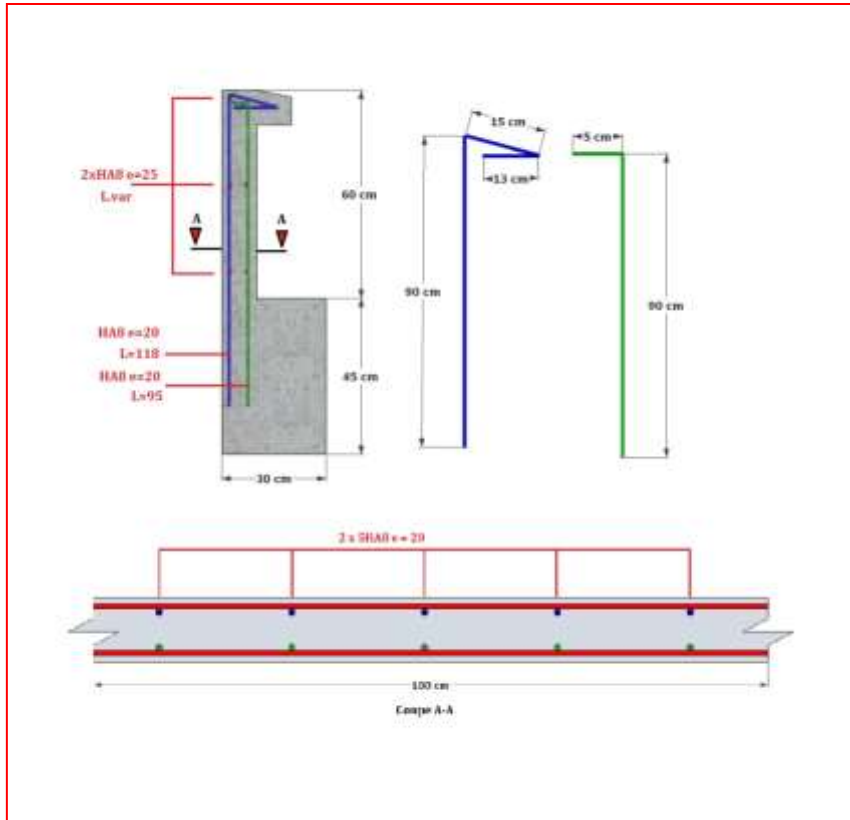


Fig. III.8 : ferrailage de l'acrotère

III.4. CALCUL DES ESCALIERS :

III.4.1.Introduction :

Les dimensions en plan et en élévation des escaliers sont apparentes dans les figures suivantes :

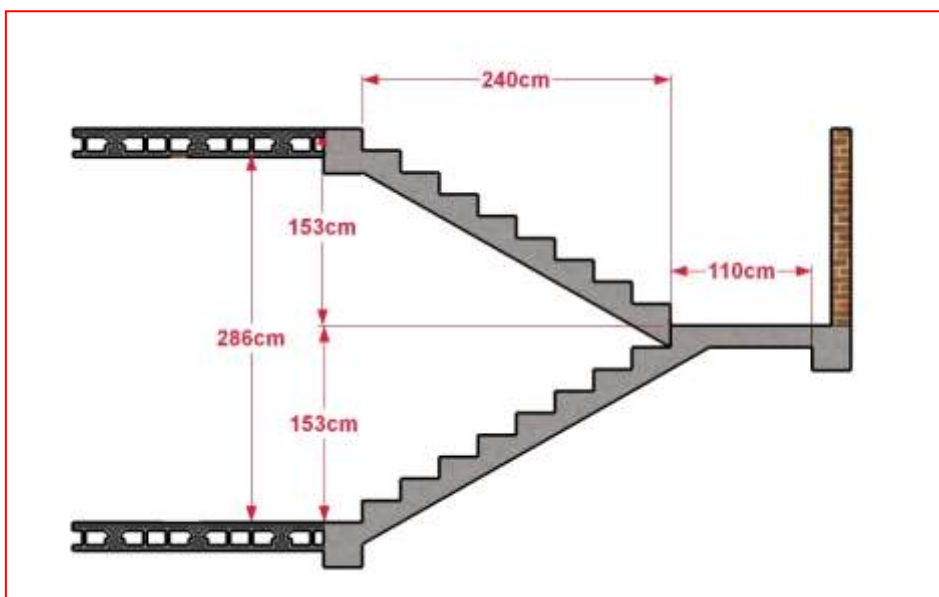


Fig. III.9: dimension en plan les escalier

III.4.2.Hypothèses de calcul :

- Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchiée de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.4.3.Evaluation des charges :

III.4.3.1. Charges permanentes :

Les constituants qui participent à la création de ces charges sont définis dans la **figure** suivante :

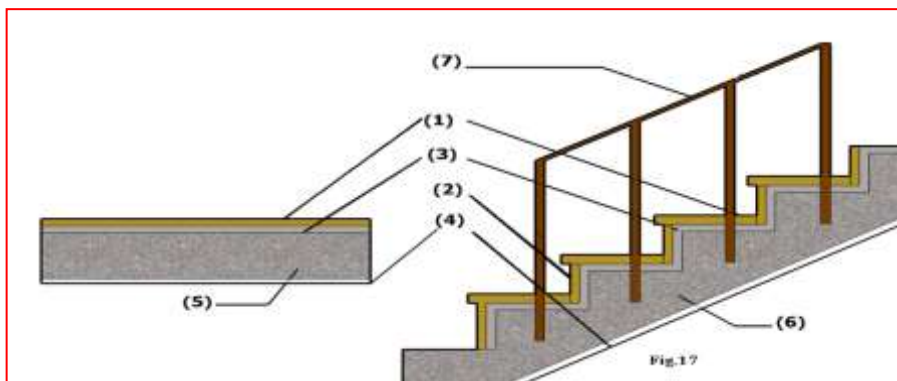


Fig. III. 10: Les constituants qui participent à la création de ces charges

Avec :

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Densité	Charge (KN/m ²)
-1	Carrelage sur marches et sur paliers	3	0.20 (KN/m ² /cm)	0.6
-2	Carrelage sur contre marches	2	0.20 (KN/m ² /cm)	0.4
-3	Mortier de pose	2	0.20 (KN/m ³)	0.4
-4	Enduit plâtre	1.5	0.10 (KN/m ² /cm)	0.15
-5	Paillasse + marches	$= 28.04 \frac{u}{\text{m}^2} + \frac{B}{2}$	25 (KN/m ³)	7.01
-6	Paliers	20	25 (KN/m ³)	5
-7	Garde-corps	-	-	0.1

Tab.III.5:les charges permanente l'escalier

Charges permanentes en zone de la volée :

$$G_{volée} = g_1 + g_2 + g_3$$

Avec :

g_1 : est le poids propre de l'ensemble paillasses marches,

g_3 : le poids du garde-corps,

g_2 : est le poids du revêtement, et qui se calcul comme suit (en tenant compte la déclivité de chaque type de revêtement) :

$$g_2 = p_1 + p_2 \frac{H}{D} + \frac{p_3}{\cos \alpha}$$

Avec :

P_1 : poids du revêtement sur marches :

$$p_1 = 0.60 + 0.40 = 1 \text{ KN/m}^2$$

P_2 : poids du revêtement en contremarches :

$$p_2 = 0.40 + 0.40 = 0.8 \text{ KN/m}^2$$

P_3 : poids du revêtement en sous face de la paillasse ; $p_3 = 0.15 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$g_2 = 1 + 0.8 \times \frac{17}{30} + \frac{0.15}{\cos 29.54} = 1.626 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne :

$$G_{volée} = 7.01 + 1.626 + 0.10 = 8.736 \text{ KN/m}^2$$

Charges permanentes en zone de palier :

$$G_{palier} = g_{poids\ propre} + g_{revetement}$$

$$\rightarrow G_{palier} = 5 + (0.60 + 0.40 + 0.15) = 6.15 \text{ KN/m}^2$$

Harge due au mur :

Dans cet article, on va quantifier la charge permanente due au mur intérieur, qui est linéairement répartie sur l'extrémité de palier de repos.

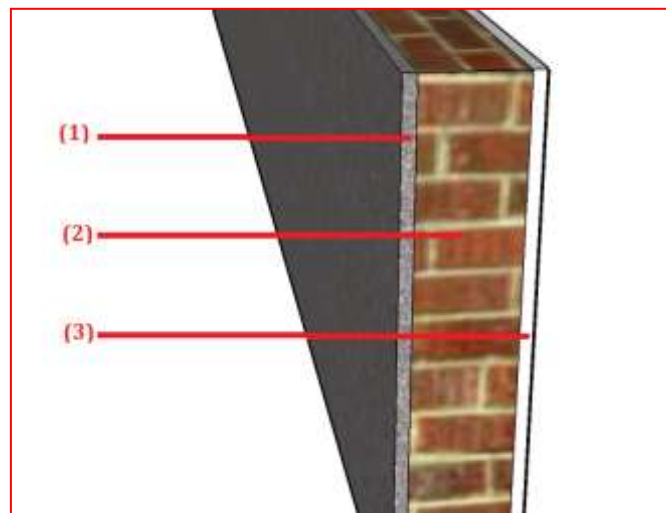


Fig.III.11 : Mur 15cm

N°	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18 KN/m ³	0.36
2	Briques creuses	15	9 KN/m ³	1.35
3	Enduit plâtre	2	0.10 KN/m ² /cm	0.2
	Total			1.91

Tab.III.6:Charge de mur extérieure 15cm

Les charges calculées dans le **tableau**, se distribuent linéairement on les multipliant par la hauteur $h=2.86$, ce qui donne :

$$G = 1.91 \times 2.86 = 5.46 \text{ KN/ml}$$

III.4.3.2. Charges d'exploitation :

Suivant le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.et pour le cas des escaliers des bâtiment à usage d'habitation, une charge d'exploitation de **2.50 KN/m²** est prévue pour l'ensemble volée-palier.

III.4.4. Combinaison des charges :

III.4.4.1. Zone volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELU : } q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q = 1.35 \times 8.736 + 1.5 \times 2.5 = 15.544 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } q_v^{ser} = G_v + Q = 8.736 + 2.5 = 11.236 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.4.4.2. Zone palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à l'ELU : } q_p^u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 2.5 = 12.05 \text{ KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } q_p^{ser} = G_p + Q = 6.15 + 2.5 = 8.65 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.4.5. Etude des volées :

III.4.5.1. Schéma statique :

Le schéma statique représenté sur la **figure** suivants:

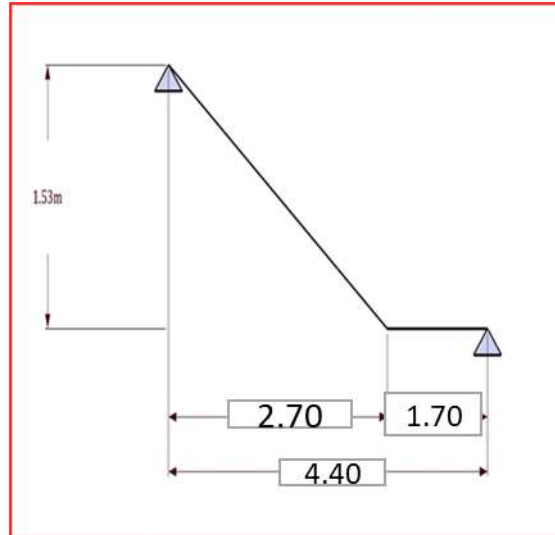


Fig.III.12: schéma statique d'escalier

III.4.5.2. Calcul des moments :

On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article A.8.2, 32 des règles BAEL91 modifié 99 on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{\text{appuis}} = 0.3 M_0 \\ M_{\text{travée}} = 0.85 M_0 \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{La charge équivalente : } P_{\text{eq}} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$\rightarrow \text{Le moment isostatique : } M_0 = P_{\text{eq}} \frac{L^2}{8}$$

$$\rightarrow \text{L'effort tranchant : } T_u = P_{\text{eq}} \times \frac{L}{2}$$

	P_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M^a = 0.3 M_0$	$M^t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
ELU	14.19	34.33	10.30	29.18	31.22
ELS	10.24	24.78	7.43	21.06	22.53

Tab.III.7: Les sollicitations à ELU et ELS

III.4.5.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :

III.4.5.3.1. Ferrailage en travée :

On à : $M_u = 29.18 \text{ KNm/ml}$, $M_{ser} = 21.06 \text{ KNm/ml}$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{29.18}{21.06} = 1.38$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.38 - 0.1776 \\ = 0.292 \cong 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.02918}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_{lu} \cong 0.3 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.137$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.14(1 - 0.4 \times 0.137) = 0.1323 \text{ m} = 13.23 \text{ cm}$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en **Pivot A**

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{0.02918}{0.1323 \times 348} = 6.34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.34 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$$A_{smin} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \max\{1.7; 6.34\} = 6.34 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée **5T14** avec : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ et un espacement de :

$$s_t = 20 \text{ cm} < \bar{s}_t = \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T10** avec $A_r = 3.93\text{cm}^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 20 < \bar{s}_t = \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

III.4.5.4. Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.03122}{1 \times 0.14} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

III.4.5.5. Vérification des contraintes normales à L'ELS :**III.4.5.5.1 En travée :**

On à : $M_{ser} = 21.06 \text{ KNm/ml}$, $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

$$y_1 = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

$$y_1 = \frac{15 \times 7.70 \times 10^{-4}}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 \times 0.14}{7.5 \times 7.70 \times 10^{-4}}} - 1 \right]$$

$$\Rightarrow y_1 = 4.64\text{cm}$$

- **L'inertie de la section :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 4.64^3}{3} + 15 \times 7.70(14 - 4.64)^2$$

$$\Rightarrow I = 13448.82 \text{ cm}^4 = \mathbf{1.34 \times 10^{-4} m^4}$$

Par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 7.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_1} (d - y_1) = 220.658 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est largement satisfaisant à l'ELS.

III.4.5.6. Vérification de la flèche (ELS) :

On examine les conditions de non vérification de la flèche suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00m \end{array} \right.$$

Dont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{ser} = 21.06 \text{ KNm/ml} \\ M_0^{ser} = 24.78 \text{ KNm/ml} \\ L = 4.40 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} < \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{440}{16}; \frac{21.06 \times 440}{10 \times 24.78} \right\} = 37.39 \text{ cm} \\ A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 14}{400} = 14.7 \text{ cm}^2 \\ L = 4.40 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

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

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ pour } : L \leq 5.00m$$

$$L = 4.40m \rightarrow \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{1 \times 0.17^3}{12} + 15 \left[7.70 \times 10^{-4} \left(\frac{0.17}{2} - 0.03 \right)^2 \right] = 4.44 \times 10^{-4} m^4$$

Calcul du facteur (λ) :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.70 \times 10^{-4}}{1 \times 0.14} = 0.0055$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0055 \times (2 + 3 \times 1)} = 3.8181$$

- **Calcul des moments :**

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

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{8.736 \times 4.4^2}{8} = 21.14 \text{ KN.m}$$

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

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{7.01 \times 4.40^2}{8} = 16.96 \text{ KN.m}$$

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

$$M_p = M_t^{ser} = 21.06 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 21.14}{1.34 \times 10^{-4}} (0.14 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{sg} = 222.443 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 16.96}{1.34 \times 10^{-4}} (0.14 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{sj} = 178.459 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 21.06}{1.34 \times 10^{-4}} (0.14 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{sp} = 221.601 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00550 \times 222.443 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.475 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00550 \times 178.459 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.390 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00550 \times 221.601 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.473 \end{cases}$$

- Calcul de l'inertie fissurée :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4.44 \times 10^{-4}}{1 + 0.4 \times 3.81 \times 0.475} \Rightarrow I_{fv}^g = 2.83 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 4.44 \times 10^{-4}}{1 + 3.81 \times 0.475} \Rightarrow I_{fi}^g = 1.73 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 4.44 \times 10^{-4}}{1 + 3.81 \times 0.390} \Rightarrow I_{fi}^i = 1.96 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 4.44 \times 10^{-4}}{1 + 3.81 \times 0.437} \Rightarrow I_{fi}^p = 1.83 \times 10^{-4} m^4 \end{array} \right.$$

- Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{21.14 \times 4.40^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818.87 \times 2.83 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{gv} = 13.36 \times 10^{-3} m \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{21.14 \times 4.40^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 1.73 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{gi} = 7.35 \times 10^{-3} m \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^i} = \frac{16.96 \times 4.40^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 1.96 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{ji} = 5.20 \times 10^{-3} m \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{21.06 \times 4.40^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164.2 \times 1.83 \times 10^{-4}} \Rightarrow f_{pi} = 6.92 \times 10^{-3} cm \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (13.36 - 5.20 + 6.92 - 7.35) \times 10^{-3} = 7.73 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f_t = 7.73 \times 10^{-3} m < \bar{f} = 8.8 \times 10^{-3} m \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.7. Etude de la poutrepalière :

III.4.7.1.Introduction :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion simple due à son poids propre, la torsion du au moment sur appui du palier de repos. Le calcul de cette poutre sera mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteurs.

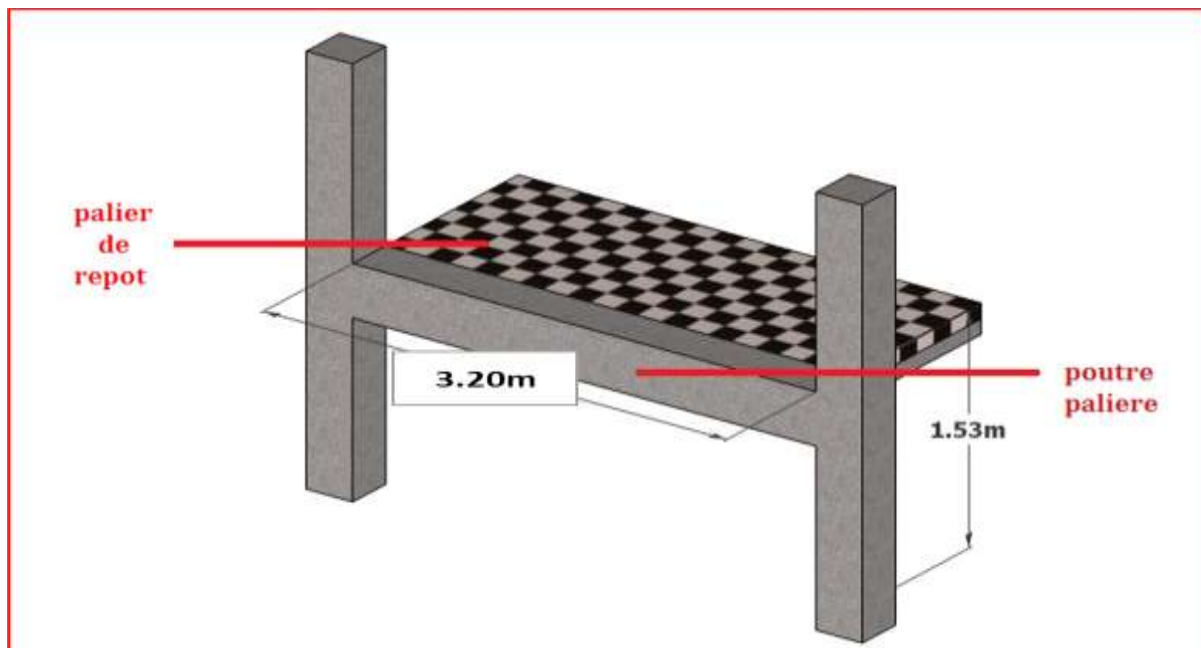


Fig. III. 13 : Vue 3D pour la poutre palière

III.4.7.2. Schéma statique :

Le model réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure suivante :

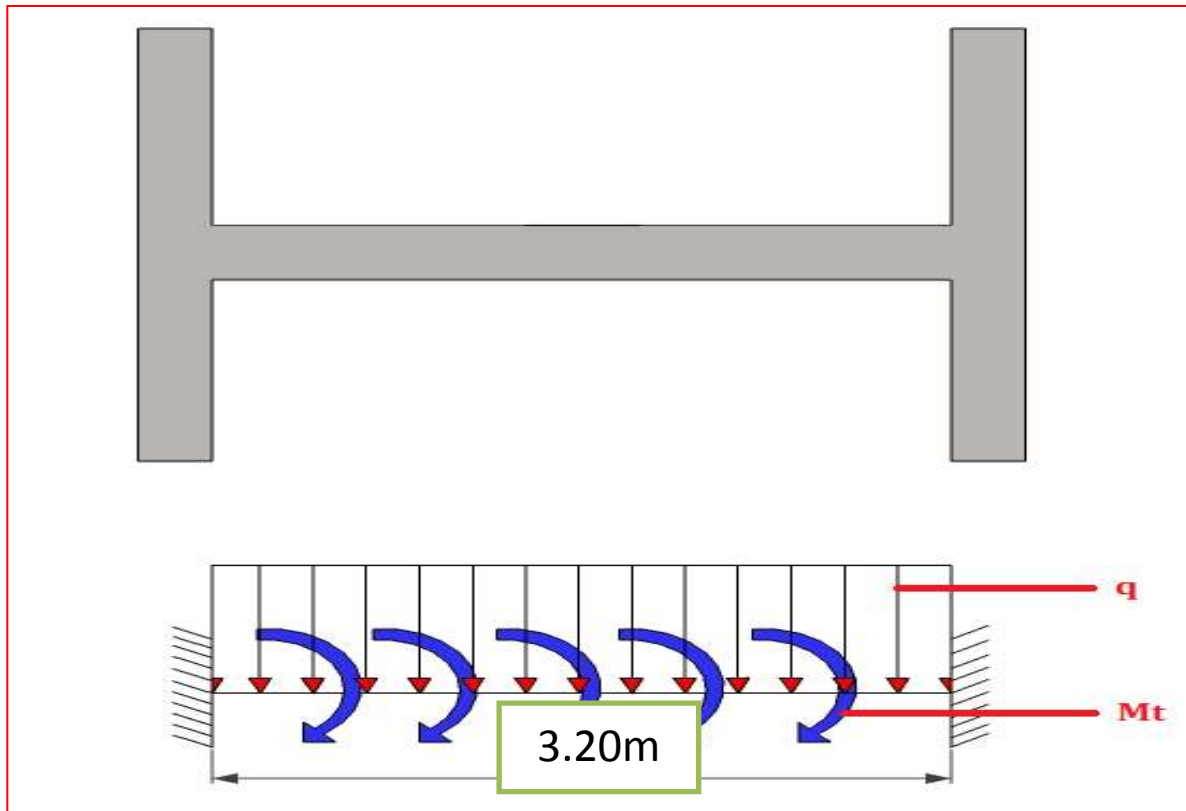


Fig. III. 14 : schéma statique la poutre palière

III.4.7.3. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$

Donc le poids propre total sera :

$$G = G_p = 5.55 \text{ KN/ml}$$

- Les réactions des paliers sur la poutre :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } V_u = 23.96 \text{ KN/ml}, & M_u = 6.28 \text{ KNm/ml.} \\ \text{à l'ELS: } V_{ser} = 17.27 \text{ KN/ml}, & M_{ser} = 4.91 \text{ KNm/ml} \end{cases}$$

III.4.7.4. Combinaison des charges :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } q_p^u = 1.35G + V_u = 1.35 \times 5.55 + 23.96 = 31.45 \text{ KN/ml} \\ \text{à l'ELS: } q_p^{ser} = G + V_s = 5.55 + 17.27 = 22.82 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc on n'aura le système de chargement suivant :

III.4.7.5. Couple de torsion (C) :

Les couples de torsion appliquées à la poutre sont les moments d'encastrement des paliers, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} \text{à l'ELU: } C_u = M_u^{palier} = 6.28 \text{ KNm/ml,} \\ \text{à l'ELS: } C_{ser} = M_{ser}^{palier} = 4.91 \text{ KNm/ml} \end{cases}$$

III.4.7.6. Le moment de torsion (T) :

Par analogie avec l'effort tranchant le moment de torsion est maximal au niveau des appuis, donc la valeur max à l'ELU vaut :

$$Mt_{max}^u = C_u L_{palier} = 6.28 \times 3.20 = 20.10 \text{ KNm}$$

III.4.7.7. Diagramme des sollicitations :

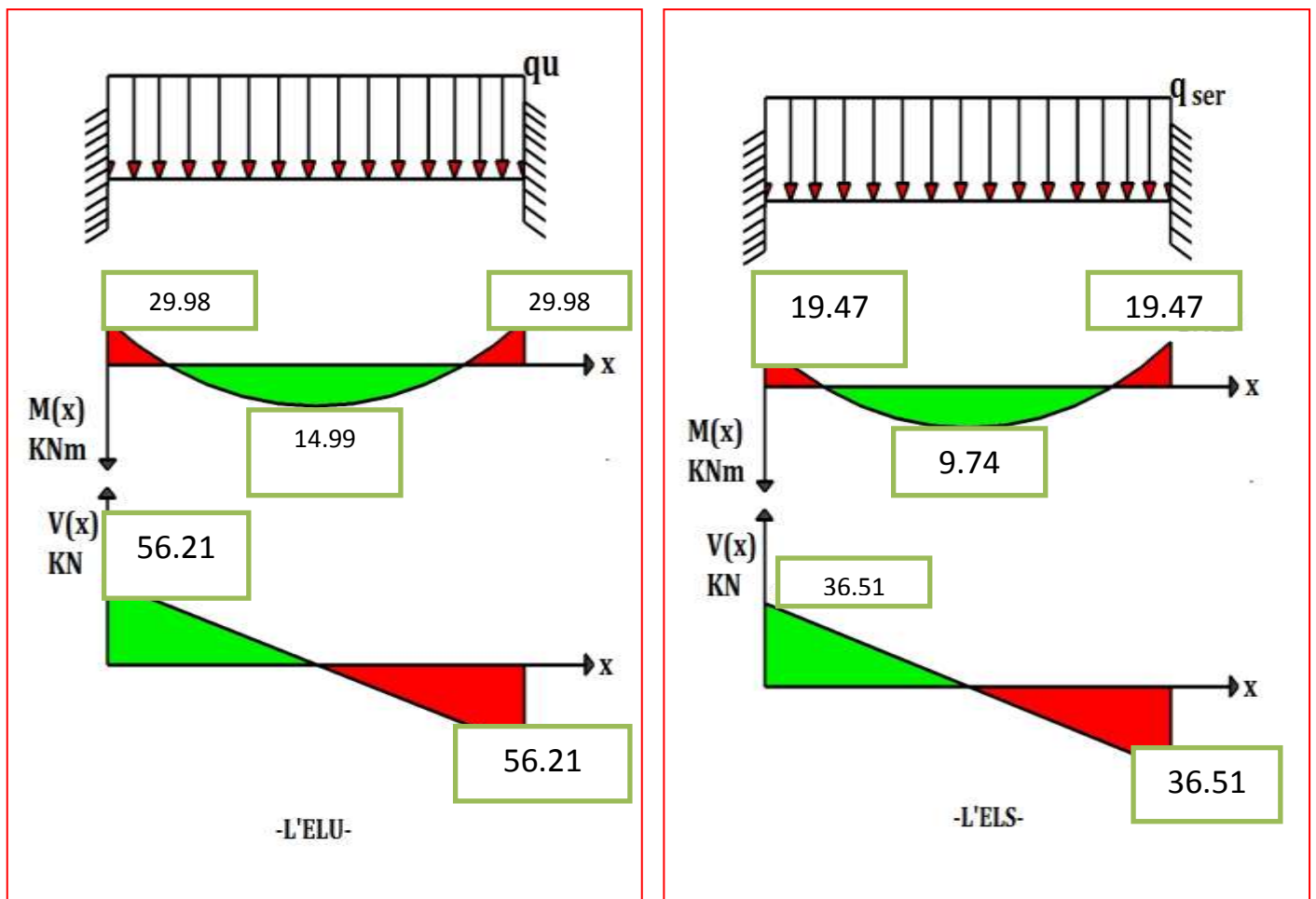


Fig. III. 15 : Diagrammes des sollicitations

III.4.7.8. Calcul du ferrailage à l'ELU :

III.4.7.8.1. Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm}, \\ h = 35\text{cm}, \\ d = 32\text{cm}, \\ c = 3\text{cm}. \end{cases}$$

a) Armatures longitudinales :

Ferrailage en travée :

On a : $M_u = 14.99\text{KNm/ml}$, $M_{ser} = 9.74\text{KNm/ml}$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.99}{9.74} = 1.53$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.53 - 0.1776 = 0.34$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.01499}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_{lu} = 0.34 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.0432$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.32(1 - 0.4 \times 0.0432) = 0.3144\text{m} = 31.44\text{cm}$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow$ l'ELU est atteint en Pivot A

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\text{MPa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{0.01499}{0.3144 \times 348} = 1.37 \cdot 10^{-4}\text{m}^2 = 1.37\text{cm}^2$$

Ferrailage minimal :

En plus de la condition de non fragilité et la règle de millième on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles RPA99v2003 :

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ A_{s_{min}}^{RPA}; 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 35; 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400}; \frac{30 \times 32}{1000} \right\}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 5.25\text{cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \max\{5.25; 1.07\} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On va adopter en travée **3T16** avec : $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$.

Ferraillage sur appuis :

On à : $M_u = 29.98 \text{ KNm/ml}$, $M_{ser} = 19.47 \text{ KNm/ml}$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{29.98}{19.47} = 1.539$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.539 - 0.1776 = 0.347$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.02998}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_{lu} = 0.347 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.32(1 - 0.4 \times 0.088) = 0.3087 \text{ m} = 30.87 \text{ cm}$$

$\alpha < 0.259 \rightarrow l'ELU$ est atteint en **Pivot A**

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{0.02998}{0.3087 \times 348} = 2.79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.79 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal :

$$A_{s_{min}} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max\{A_{s_{min}}; A_s^{ELU}\} = \max\{5.25; 2.19\} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On va adopter en appuis **3T16** avec : $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$.

III.4.7.8.2. Vérification de l'effort tranchant :

On à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.05621}{0.30 \times 0.32} = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les contraintes de cisaillement ne dépassent les valeurs admissibles.

b) Armatures transversales :

Suivant l'article **A.5.1, 22** des règles BAEL91 modifié99 on à :

$$\frac{A_t f_{e_t}}{b s_t} \geq 0.4 MPa$$

S_t : est l'espace des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article **7.5.2.2** des règles RPA comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{2}; 12\phi_l; 30cm \right\}$$

Avec ϕ_l est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. **1.6 cm**,

Donc on adopte :

$$S_t = 8 \text{ cm} \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.6; 30cm \right\} = 8.75 \text{ cm}$$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm},$$

Donc on adopte : et $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{b s_t \times 0.4 MPa}{f_{e_t}} = \frac{30 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.75$$

III.4.7.9. Ferrailage sous sollicitations de torsion :**a) Calcul de la contrainte tangentiel de torsion :**

Selon l'article **A.5.4.2** des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{u_T} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : **20.10 KNm**,

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois (aire hachuré dans la **fig.III.16**)

Donc :

$$a = b = 0.30m \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 m$$

$$\begin{aligned} \Omega &= (b - b_0)(h - b_0) = (0.30 - 0.05)(0.35 - 0.05) \\ &= 0.075 m^2 \end{aligned}$$

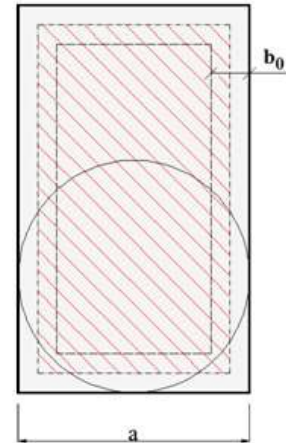


Fig.III.16: Aire de torsion

$$\rightarrow \tau_{u_T} = \frac{0.02010}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.68 MPa.$$

b) Vérification des contraintes tangentiels :

L'article **A.5.4.3** des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 MPa$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{u_T}^2 + \tau_{u_V}^2} = \sqrt{2.68^2 + 0.49^2} = 2.72 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa$$

c) Détermination des armatures de torsion :

c.1) Les armatures longitudinales :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article **A.5.3.1** des règles BAEL91 on à :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A_s^t ,

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] \times 2 = 1.1 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 1.1 \times 0.02010}{2 \times 348 \times 0.075} = 4.57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.57 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : **3T14** avec

$$A_s^T = 4.62 \text{ cm}^2$$

c.2) Les armatures transversales :

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_t^T f_{e_t}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{e_t} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.02010}{2 \times 235 \times 0.075} = 0.983 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.983 \text{ cm}^2$$

III.4.7.9. Ferrailage totale :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferrailages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

$$A_s^{travée} = A_s^{flexion} + A_s^{torsion} = 3T16 + 3T14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

a.2) Sur appuis :

$$A_s^{appuis} = A_s^{flexion} + A_s^{torsion} = 3T16 + 3T14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.75 + 0.983 = 1.733 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **3T10** avec $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$, c'est-à-dire 3 brins de 10 ce qui donne un cadre et un épingle de 10.

Selon l'article **A.7.2.2** du BAEL on doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi_t = 1 \text{ cm} \leq \min \left\{ \varphi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1; 3\text{cm}\} = 1\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

III.4.7.10. Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :

Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{10.65 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1.1} = 7.75 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{10.65 \cdot 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 1.1} = 7.75 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales : Selon l'article 7.5.2.2 du RPAv2003 on doit vérifier la condition suivante :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{A_t f_{e_t}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}, \\ A_t \geq A_{t_{min}}^{RPA} = 0.003 s \cdot b \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \frac{A_t f_{e_t}}{b_0 s_t} = \frac{2.36 \cdot 10^{-4} \times 235}{0.05 \times 0.15} = 7.39 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}, \\ A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{t_{min}}^{RPA} = 0.003 s b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.4.8.Schéma de ferrailage :

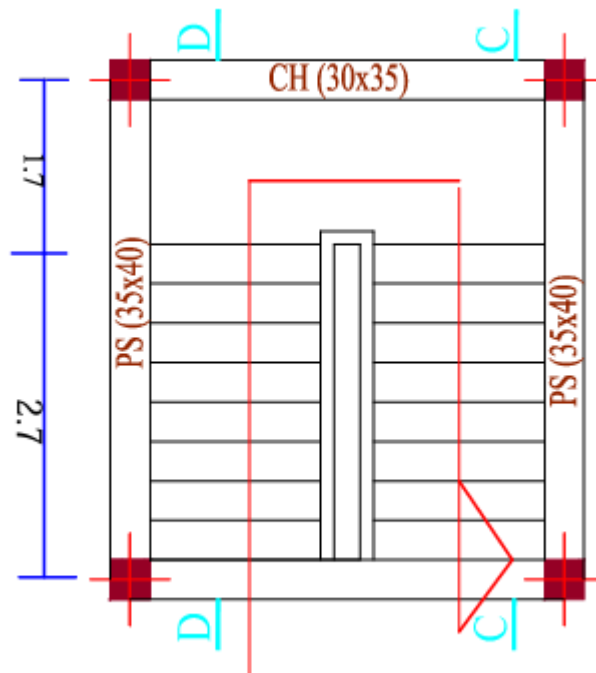


Fig. III. 17 : Vue en plan pour les escalier (Etage)

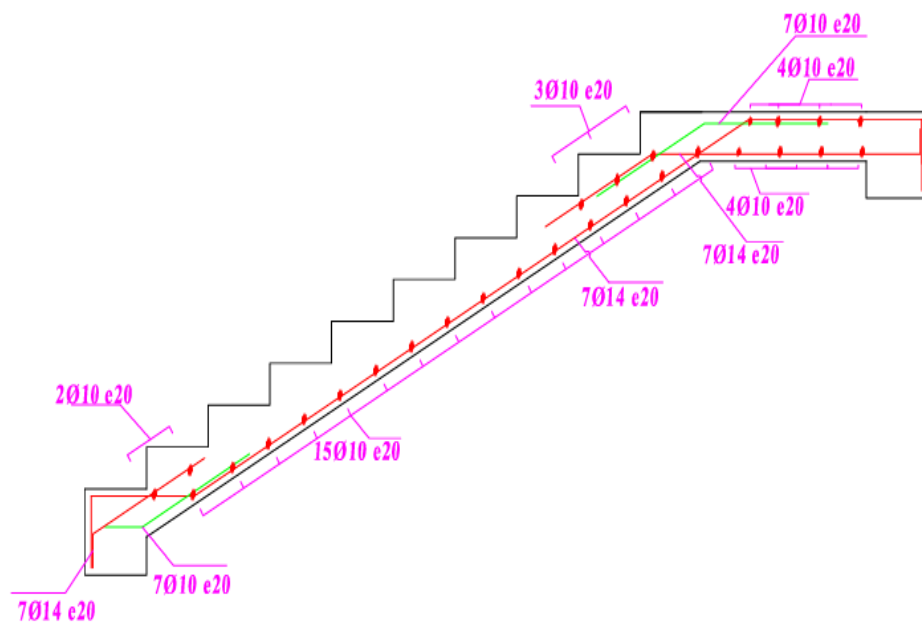


Fig. III. 18 : coupe D – D

III.4.9. La poutre palière :

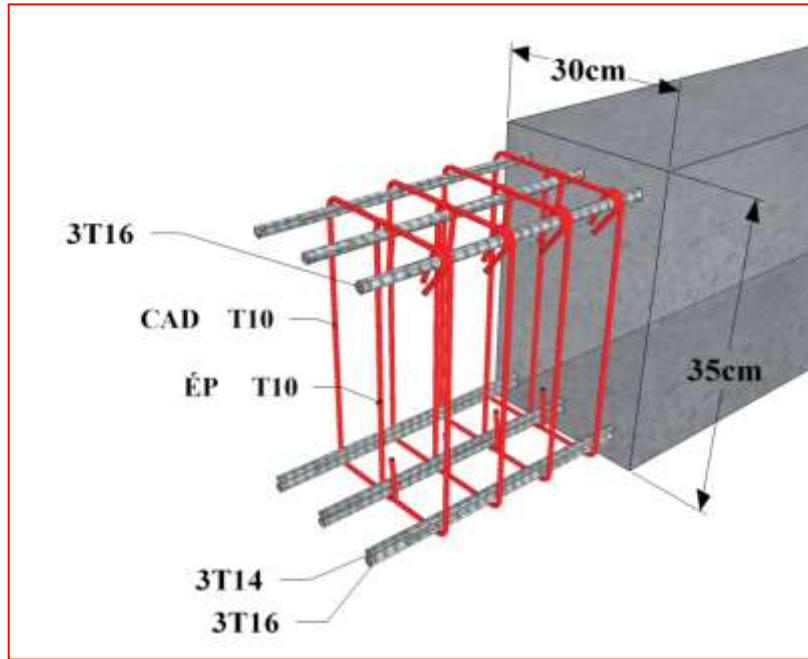


Fig. III.19 : Vue pour le ferrailage de la poutre palière

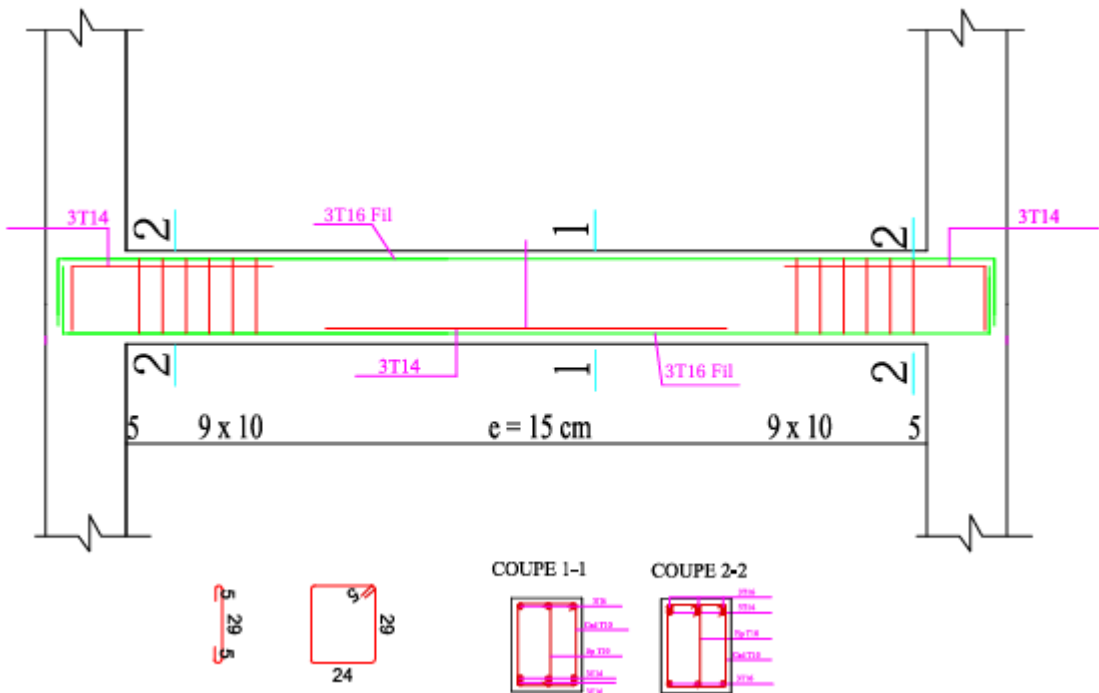


Fig. III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière



Chapitre IV : Etude sismique

IV.1.Introduction :

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposés. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières, causant la mort de milliers de personnes et de pertes économiques parfois insurmontables par le pays touché.

En retraçant le phénomène de séisme en Algérie au fil de l'histoire; toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région. Pour placer la côte algérienne dans le contexte des plaques tectoniques.

Les connaissances actuelles de ce phénomène sont telles que, s'il n'est possible de prédire l'instant et le lieu auquel un séisme se produira, il est cependant possible d'identifier les zones à haut risque sismique. Selon la carte de la sismicité de l'Algérie du nord, les grandes telles que Alger, Oran, Annaba, Constantine....etc. se trouvent particulièrement exposées au risque sismique. Le parc immobilier de ces dernières est constitué de bâtiments anciens, dont le système constructif est généralement constitué de murs porteurs quelque fois de structures en poteaux poutres en béton armé. Seulement du point de vue résistance au séisme la majorité des constructions n'a pas fait l'objet d'une conception ou d'un calcul parasismique. Le développement et l'application de la réglementation parasismique algérienne n'a débuté qu'à le séisme de 1980, donc ces anciens quartiers sont constitués de constructions ne répond pas aux normes sismiques actuelles.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante

IV.2. Les méthodes de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2.1. La méthode statique équivalente :

C'est une méthode qui fait appel aux règlements et codes par lesquelles les forces sismiques sont simulées par des charges statiques **équivalentes**. ces dispositions donnent les forces latérales qui simulent les forces d'inertie générées par le tremblement de terre, ou en autres termes; c'est la simplification de remplacer l'action sismique "**F**" par une charge latérale globale équivalente (statique) "**V**".

Notons toute fois que ces forces prescrites sont généralement beaucoup moins importante que celle induites lors d'un tremblement de terre important, cela est justifié pour deux raisons:

- Il n'est pas économiquement garanti de construire des édifices résistant à des tremblements de terre important.
- On reconnaît aux structures ayant une résistance et une ductilité appropriées; une capacité de résister aux séismes à travers des déformations inélastiques.

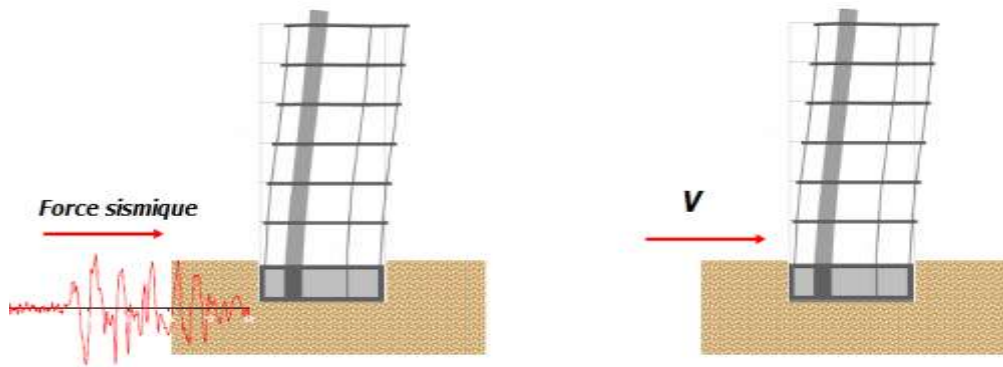


Fig. IV.1 : Simulation de la force sismique

a) Théorie de la méthode statique:

C'est entre la fin du 19ème et le début du 20ème siècle, qu'on a vu naître l'élaboration théorique du génie sismique, cela était le fruit d'observations et d'analyses des conséquences des tremblements de terre, notamment celui qui c'est produit au Japon (Mino-ovri) en 1891 et qui avait permis d'obtenir pour la première fois certaines valeurs quantitatives des accélérations maximales du sol lors de ce séisme.

C'est aussi pour la première fois qu'a été éposé par **T.Omari**, le problème fondamental du génie sismique: **l'évaluation des forces d'origines sismiques qui agissent sur les constructions lors d'un tremblement de terre.**

La principale hypothèse de la théorie de **T.Omari** est de considérer la construction comme infiniment rigide, il néglige dans cette hypothèse, la déformabilité propre de la structure, et il détermine la force sismique pour une structure plus au moins fictive qui aurait le même mouvement que le sol.

Dans ce cas, les valeurs maximales des forces sismiques (S) peuvent être représentées par **une fraction du poids de la structure.**

$$S = \frac{\gamma_0}{g} Q$$

Avec Q : le poids d'une partie de la construction.

γ_0 : accélération maximale à la base de la construction

g : accélération de la pesanteur.

La méthode proposée par **T.Omari** est appelée *théorie statique du génie sismique* car selon cette approche l'effet du séisme est traduit par une **force statique**, son hypothèse de considérer la construction comme infiniment rigide (ignorant ainsi son comportement dynamique); trouve sa justification dans certains cas particulier, et malgré cette imperfection, la méthode de **T.Omari** a permis de progresser dans le domaine de la recherche des constructions parasismiques sur des bases scientifiques.

Avec l'avancée des recherches et le développement des outils scientifique; on a vu développé une nouvelle méthode pour l'évaluation des forces sismiques basé sur les principes de la théorie statique du génie sismique, appelée communément **la méthode des forces de remplacement** ou **la méthode statique équivalente**.

b)La méthode statique de nos jours:

Aujourd'hui la méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) est définie comme étant une méthode expérimentale basée sur des essais réalisés pour des structures réelles tout en tenant compte des éléments non structuraux (escalier, cloisons de séparation,...) qui affecte beaucoup la rigidité et la ductilité de ces structures (contrairement à la méthode dynamique qui ne prend pas en compte les éléments nonstructuraux). Donc l'effort tranchant (**V**) à la base, calculé par la méthode statique équivalente est un effort tranchant de référence et on doit toujours comparer l'effort tranchant de la méthode modale spectrale avec cet effort tranchant.

$$V = \text{Masse} \times \frac{\text{Accélération}}{\text{coefficient de Comportement}}$$

Dans la zone eurocode, cette méthode est plus connu sous le nom de « méthode d'analyse par forces latérales », ou « analyse dynamique simplifiée », car dans les structures dont la réponse est constituée essentiellement du 1er mode de vibration, on peut trouver de façon approchée les sollicitations sismiques en ne considérant que le seul premier mode.

Le règlement parasismique algérien assimile l'action sismique sur un ouvrage à un effort tranchant à la base **V** appliqué à la base. Cet effort est évalué à l'aide de la formule suivante:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Les coefficients **A**, **D**, **Q** et **R**, dérivent de l'équation des spectres de réponse établie par les professeurs **T.Zsutty** et **H.Shal**, leurs valeurs respectives seront présentées ci après.

– **Coefficient "A":**

Coefficient d'accélération de zone, il représente l'accélération du sol et dépend de **l'accélération maximale** possible de la région, de la période de vie de la structure et du niveau du risque que l'ont veut avoir.

La définition de l'accélération maximale, résulte d'un processus statistique et correspond à l'acceptation d'un certain niveau de risque, il en découle que l'accélération maximale de calcul devrait être plus grande pour les structures considérées comme plus précieuses ou plus importantes à divers points de vue.

Dans le RPA, on définit une accélération de référence qui correspond à un niveau standard de risque accepté ; **A** est compris entre 0,05 g (0,5 m/s²) dans les zones très faiblement sismiques et 0,35 g (3.5 m/s²) dans les zones très sismiques.

– **Coefficient "D":**

Coefficient dit; facteur d'amplification dynamique moyen, il est établi en fonction de la période de la structure, de la nature du sol et des degrés d'amortissement de la structure (si l'amortissement augmente, l'amplification diminue).

Dans le RPA le coefficient d'amortissement est désigné par $\zeta(\%)$, ce dernier représente à un facteur multiplicateur près; l'énergie sismique capable d'être dissipée dans la structure.

On remarque aisément qu'on devrait avoir une infinité de valeur pour ce facteur, mais pour simplifier les calculs, il a été amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la structure (voir fig 4.1 du RPA), et ceci pour tenir compte des formules forfaitaires (utilisation de formules empiriques) de calcul de la période T.

Pour l'amortissement, le RPA donne la valeur de $\zeta(\%)$ (Pourcentage d'amortissement critique), en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages .

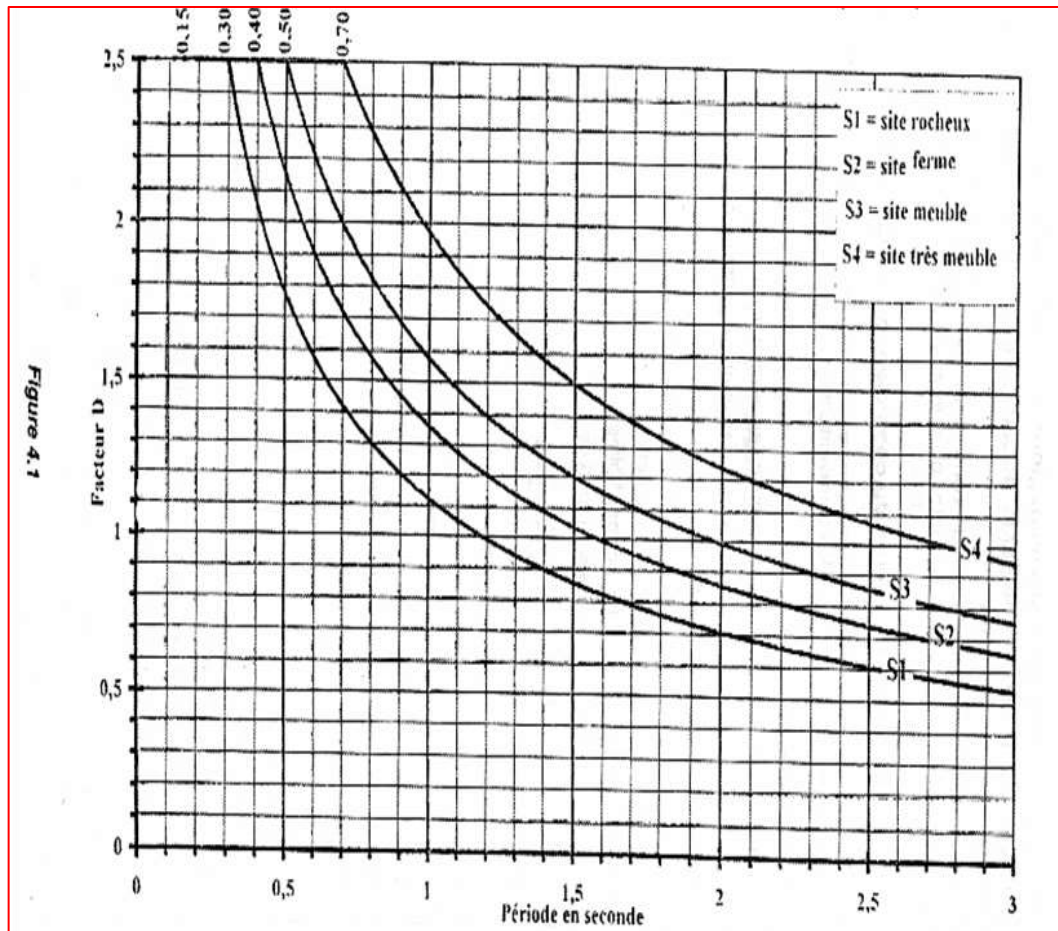


Fig. IV.2 : facteur d'amplification dynamique moyen D ($\zeta = 5\%$)

– **Coefficient "R":**

Coefficient de comportement de la structure, ce facteur exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique, donc à absorber de l'énergie.

Il dépend du type de la structure et de ces contreventements, il permet de différencier les systèmes selon leur capacité d'absorption de l'énergie (ductilité).

Ainsi des systèmes plus ductiles, ont des valeurs inférieures de R , car on compte sur leurs capacités de déformation au-delà des limites élastiques sans pertes de résistance.

– **Coefficient "Q":**

Ce coefficient désigne le facteur de qualité de la structure, il est donné en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la construction.

Il est évident que les critères de symétrie, de régularité géométrique ainsi que la qualité de contrôle permettent d'éviter des conséquences fâcheuses dans le cas d'un séisme et

constituent ainsi des critères de qualité dont il convient de tenir compte, d'après le RPA, ce Coefficient est donné par la formule empirique suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} Pq$$

L'utilisation de la *méthode statique équivalente* ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ❖ *Une ductilité suffisante.*
- ❖ *La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.*

Car sous l'effet de la force sismique; une partie de l'énergie résultante de cette force, est dissipée par amortissement et le reste est conservé dans la structure sous forme d'énergie interne, alors dans le cas où son intensité est assez importante; la structure ne peut la contenir dans ces limites élastiques et par conséquent il en résulterait des déformations permanentes préjudiciables.

Mais dans le cas contraire, la structure serait conçue de façon à ce que les déformations permanentes puissent avoir lieu sans préjudices, cela implique qu'à tout moment l'énergie résultante de l'effet sismique serait égale à la somme des énergies dissipées à travers la structure. Cela nous montre l'importance de la capacité d'une structure à se déformer au-delà de ces limites élastique, c'est-à-dire sa **ductilité**; qui est d'une grande importance.

Ce concept élémentaire, par fois négligé; est une mesure plus significative, plus sûre et plus réaliste pour améliorer la capacité d'une structure à résister au séisme que la résistance seule.

c) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement suivant les deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

d) 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,

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé.

Seul le mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

e) Domaine d'application :

La méthode statique équivalente s'applique aux bâtiments ou blocs qui présentent des régularités en plans et en élévations avec une hauteur totale qui ne dépasse les 65 m en zones I et II-a et 30 m en zones II-b et III, si non ces bâtiments ou blocs doivent respecter les conditions présentés dans l'article 4.1.2 des règles RPA99-v2003.

IV.2.2. La méthode dynamique modale spectrale :**1) Considérations générales :**

Dans le but d'évaluer de façon réaliste le comportement d'une structure soumise à un tremblement de terre, on emploie les techniques d'analyse dynamique des structures.

L'ingénieur en structure est généralement familier avec l'analyse statique des structures, laquelle permet d'appliquer un seul chargement statique et d'obtenir une solution unique constante dans le temps. L'analyse dynamique, contrairement à l'analyse statique, génère une séquence de solution variable dans le temps.

Dans cette partie on va présenter d'une façon générale les notions fondamentales de l'analyse dynamique pertinentes à l'ingénieur en structure.

2) Raison du calcul dynamique :

Habituellement, on considère comme charges statiques la majorité des sollicitations (*charges*) qui s'exercent sur une structure de génie civil, y compris les charges sismiques.

Une charge statique est une charge dont l'amplitude, la direction et le point d'application ne varient pas avec le temps, de sorte qu'on ne tient pas compte des effets d'inertie (la masse multipliée par l'accélération).

Une charge dynamique, quant à elle, est une charge dont l'amplitude, la direction et le point d'application varient avec le temps et peuvent donc engendrer des effets d'inertie.

Le but premier de la dynamique des structures consiste à déterminer les variations dans le temps des contraintes et des déformations engendrées par un chargement dynamique quelconque, dans ce cas l'analyse statique des structures représente un cas particulier de l'analyse dynamique.

3) Principe de construction pour assurer un bon comportement sismique :

Dans le but d'assurer un bon comportement de la structure durant un séisme violent, on doit tenir compte de certains principes de construction :

- *La simplicité et la symétrie du bâtiment.*
- *L'élévation du bâtiment.*
- *La continuité et l'uniformité de la structure.*
- *Le choix de matériaux de construction.*
- *Le contrôle des modes d'effondrement.*

4) Différente charge dynamique :

Pratiquement toutes les structures sont soumises à des charges dynamiques pendant leur durée de vie ; on différencie deux types de charges dynamiques :

- Les charges aléatoires.
- Les charges déterministes.

5) Degrés de liberté dynamique (DDL) :

Le nombre de degrés de liberté dans un système dynamique exprime le plus petit nombre de coordonnées nécessaires pour définir la position de toutes les particules de masse du système. Dans la plupart des cas, plusieurs composantes du mouvement sont négligeables les unes par rapport aux autres, de sorte qu'on peut modéliser un système en apparence compliqué avec seulement quelques degrés de liberté en posant les hypothèses suivantes :

- La masse du portique peut être concentrée à l'étage.
- Le mouvement vertical du portique est négligeable par rapport au mouvement latéral.

- Les membrures du portique conservent leur rigidité latérale mais ne possèdent aucune masse.

Dans la plupart des cas, on effectue l'analyse dynamique d'une structure en considérant un nombre restreint de **DDL**.

6) Etapes de l'analyse dynamique :

Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :

- La définition de la charge dynamique.
- L'idéalisation de la structure :
 - La définition des DDL importants.
 - La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
 - La définition des propriétés des sols.
- Le calcul dynamique.
- L'appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l'analyse des résultats.
- La combinaison des contraintes dynamique avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.
- La conception (ou vérification) de la structure.

7) Concept des spectres de réponse sismique élastique :

En première approximation, un spectre de réponse est une courbe qui donne pour l'ensemble des constructions d'un niveau (caractérisées par leur période propre d'oscillation et leur amortissement relatif) les valeurs maximales de leur réponse. Donc la réponse d'une structure a un DDL sollicitée par un accélération a sa base générée par un tremblement de terre.

Les spectres les plus utilisés en génie parasismique sont comme indique la figure suivante :

- *Spectre de déplacement relatif (déplacement spectrale)*
- *Spectre de vitesse relative (vitesse spectrale)*
- *Spectre d'accélération absolue (accélération spectrale)*

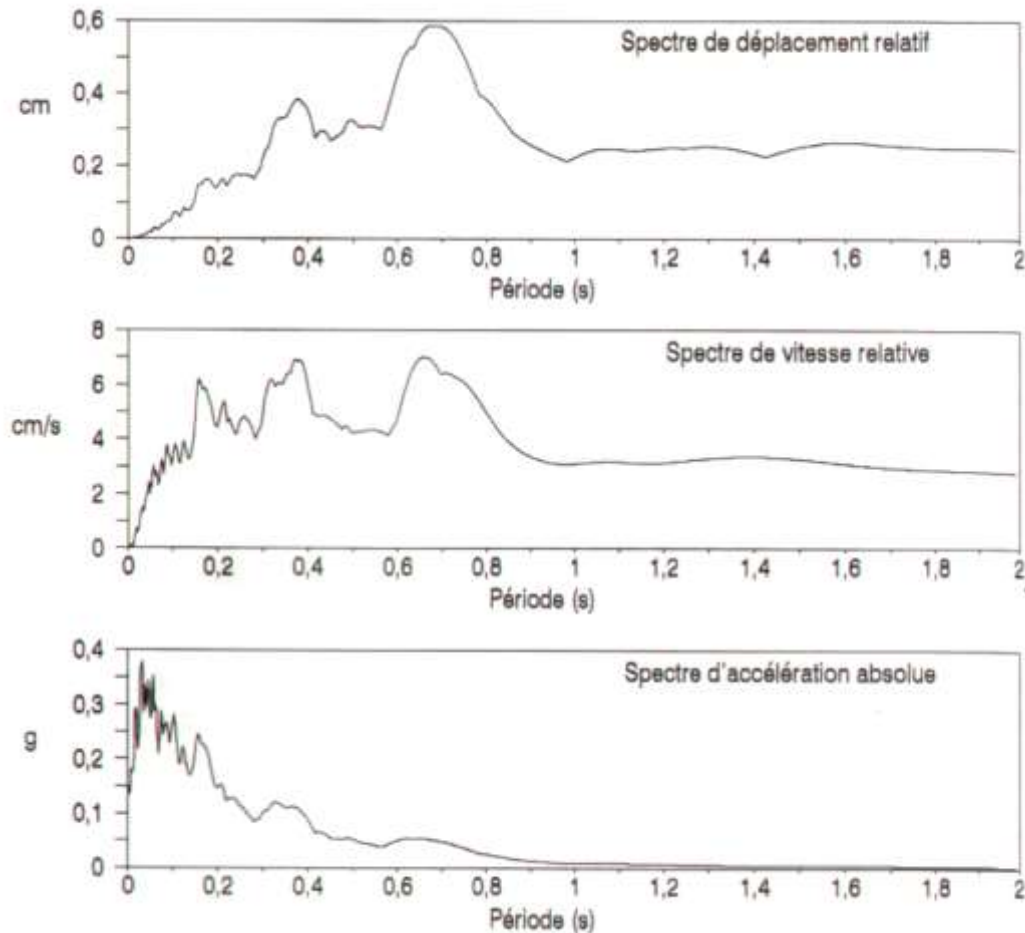


Fig .IV.3 : Concept des spectres de réponse

8) Propriété des spectres de réponse sismique :

Les spectres de réponse sismique possèdent les propriétés suivant :

- ✓ Ils donnent les valeurs de réponses maximales d'un système à un DDL sollicité par un tremblement de terre donné.
- ✓ Ils donnent les valeurs de réponses maximales dans chaque mode d'un système a plusieurs DDL sollicité par un tremblement de terre donné.
- ✓ Ils indiquent la distribution en fréquences de l'énergie sismique d'un tremblement de terre donné, dans le sens que la réponse d'un système a un DDL est amplifiée quand l'énergie sismique se situe près de sa fréquence naturelle.

9) Application de la méthode dynamique par analyse de spectre de réponse:**a) Modélisation :**

- 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 chacun des deux directions de calcul. Par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul D.D.L en translation horizontal.
- 2) Pour les structures irrégulières en plan sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) D.D.L (02 translations horizontales et une rotation d'axe verticale).
- 3) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs D.D.L par plancher.
- 4) La déformation 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.
- 5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter aux 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 nodale et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- 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 des structures associées à des valeurs élevées des coefficients de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte des sections fissurées.

b) Nombre De Mode a Considère :

D'après l'article **4.3.4 du R.P.A99** ; le nombre des modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être :

- *La somme des masses modales effective pour les modes retenir soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.*

– Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

N.B:le minimum des modes à retenir est de trois « 3 » dans chaque direction considérée.

c) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La résolution d'un problème dynamique permet de trouver les caractéristiques dynamiques (mode de vibration, vecteurs propres, pulsations) avec précision satisfaisante, parmi ces méthodes on peut citer différentes méthodes numériques:

- la méthode de **JACOBI** ;
- la méthode de **STODOLA - VIANELLO** ;
- la méthode de **HOLZER** ;
- la méthode de **RAYLEIGH**;

Les caractéristiques de la structure sont déterminées par l'équation de mouvement suivant :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t)$$

$[\mathbf{M}]$: Matrice de masse globale (habituellement diagonale).

$[\mathbf{C}]$: Matrice d'amortissement globale.

$[\mathbf{K}]$: Matrice de rigidité globale correspondant aux **DDL**.

$\mathbf{F}(t)$: Vecteur de chargement dynamique.

$(\ddot{\mathbf{x}})$; $(\dot{\mathbf{x}})$; (\mathbf{x}) : Vecteur des déplacements, vitesse et accélération des **DDL** par rapport à sa base

▪ **Matrice de masse :**

$$M = \begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m6 \end{pmatrix}$$

▪ **Matrice de rigidité :**

$$M = \begin{pmatrix} k1 + k2 & -k2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k2 & k2 + k3 & -k3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k3 & k3 + k4 & -k4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k4 & k4 + k3 & -k5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k5 & k4 + k5 & -k6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k6 & k5 + k6 \end{pmatrix}$$

- Détermination de La pulsation (ω) par : $\det[K - M\omega^2] = 0$
- Détermination des modes de vibration $\{\varphi_i\}$ par : $[K - M\omega^2]\{\varphi_i\} = 0$

On choisit un vecteur propre arbitraire $\{\varphi_1\}$

Avec:

$\{\varphi_i\}$: Vecteur Propre de déplacement.

ω : Pulsation Propre De La Structure.

d) Spectre de réponse de calcul : " RPA99 art 4.3.3"

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

IV.2.3.La méthode dynamique par accélérogrammes :

1)Principe :

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposé soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un model dont on calcul la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

2)Domaine d'application :

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

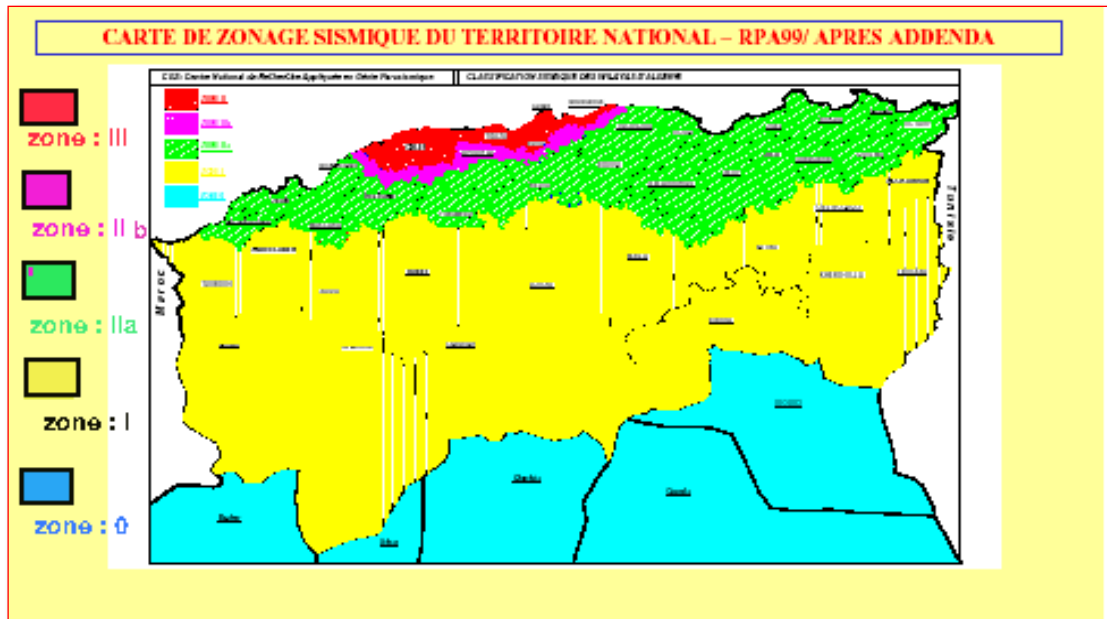


Figure . IV. 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : **Sétif** se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

IV.3.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

IV.3.3. Vérification de la régularité:

Cette vérification sera conduite suivant les conditions prescrites par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 comme suit :

Régularité en plan :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} = \frac{4.50 + 4.50 + 3.8}{32.8} = \mathbf{0.39} > 0.25 \text{ Condition non véréfier} \\ \frac{l_y}{L_y} = \frac{4.40}{13.2} = \mathbf{0.33} > 0.25 \text{ Condition non véréfier} \\ 0.25 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{32.80}{13.20} = \mathbf{2.48} < 4 \text{ Condition véréfier} \end{array} \right.$$

- **Régularité en élévation :**

$$\frac{B'}{B} = \frac{32.8}{32.8} = 1 > 0.67 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par l'article 3.5 des règles **RPA99-v2003** nous montre que la structure étudiée présente une **irrégularité en plan**, donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4. Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1. Introduction :

La structure rendre le calcul dynamique manuellement très laborieux, et nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc on va calculer les efforts sismiques par la méthode dynamique modale spectrale en servant d'un logiciel de calcul sur ordinateur pour l'analyse modale et sismique, et qui va nous donné les résultats suivantes :

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration,
- Les formes modales (les déformés),
- Les valeurs propres,
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales),
- Les moments d'inertie massiques,
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages,
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique,
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

Ainsi que d'autres résultats dynamiques que nous les exposerons dans les prochaines articles.

IV.4.2. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel **AUTODESKROBOTSTRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2024**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles la plus complexe grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA2003,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analysé, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principaux caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamiques (Frontale, Sparse, Sparse M, Skyline, itérations dans les sous espaces, etc.).

Le système **robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure, ces modules fonctionnent dans le même environnement, les principaux sont: Etude d'un portique plan, treillis plan, grillages, treillis spatiales, portiques spatiales, plaques, coques, contraintes plans, déformations plans, et plus d'autres modules riches.

En plus des modules précédemment cités, il existe le module « conception d'un bâtiment » spécialement dédié à l'étude des bâtiments, et c'est celui qui sera notre outil de travail dans cette analyse.

IV.4.3. Modélisation de la structure :

IV.4.3.1. Définition :

La modélisation est la détermination d'un model réduit de calcul tenant compte, le plus correctement possible, de la masse et de la raideur de tous les éléments de la structure, afin de reproduire le plus proche que possible son réel comportement. C'est aussi une phase essentielle pour l'étude de la réponse à une secousse sismique.

IV.4.3.2. Modélisation de la structure sur le logiciel ROBOT :

Les étapes de la modélisation sont enchainées comme suit :

- Introduction des données géométriques de la structure
- Modélisation des éléments linéaires
- Modélisation des éléments surfaciques
- Modélisation des fondations
- Chargement de la structure
- Modélisation des masses

IV.4.4.L'analyse modale :

IV.4.4.1.Principe :

L'analyse modale est fondée sur le principe d'assimiler la structure à un oscillateur multiple, libre et amortie, capable de représenter les propriétés dynamiques de la structure réelle, telle que les périodes naturelles de vibrations et les formes modales.

IV.4.4.2.Objectif de l'étude modale :

Le but principal de l'analyse modale dans cette étude est le calcul des périodes propres, ainsi la visualisation des formes modales des différentes modes de vibration afin de bien positionner les voiles de contreventement, pour éviter l'apparition d'une torsion.

la déformée de la structures après mise en place des voiles de contreventement dans les deux directions longitudinale et transversale de la structure.

IV.4.4.3.Disposition des voiles de contreventement :

Pour améliorer le comportement de la structure et après l'étude de plusieurs variantes de disposition des voiles de contreventement, on à aboutie à la disposition schématisée dans la:

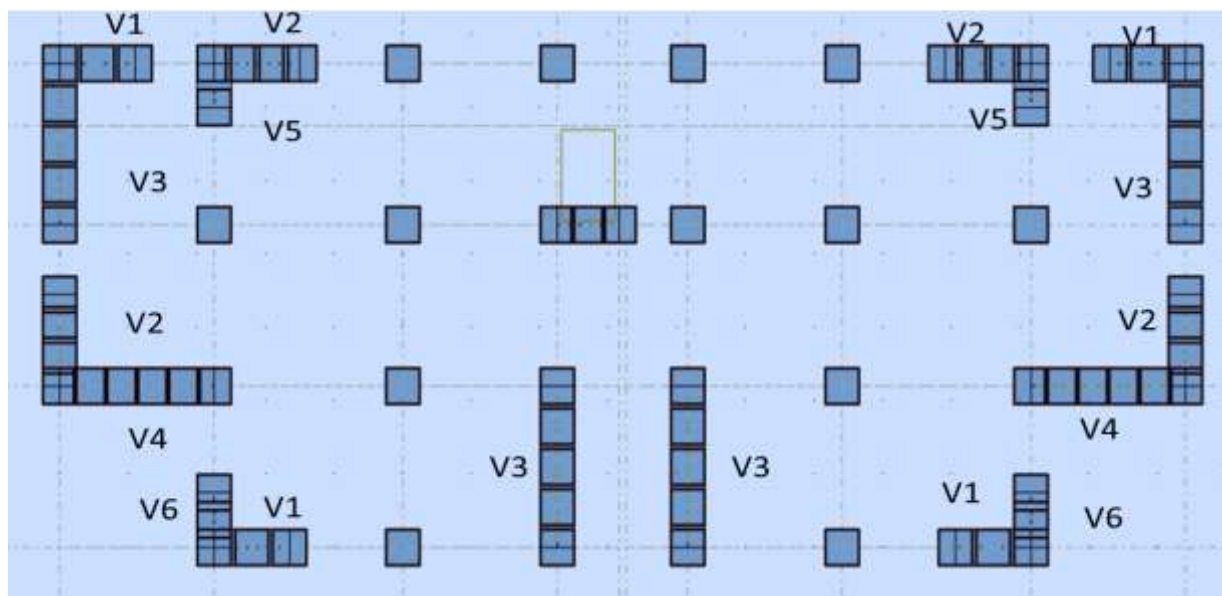


Fig. IV.5: Disposition des voiles de contreventement

$V1=1.90\text{ m}$; $V2=2.2\text{ m}$; $V3=3.95\text{ m}$; $V4=3.90\text{ m}$; $V5=0.97\text{ m}$; $V6=1.27\text{ m}$

IV.4.4.4.L'analyse sismique :

L'étude sismique de la structure consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Et comme étape primaire on introduit les données du spectre de réponse.

IV.4.4.5.Définition du spectre :

Le spectre de réponse est une courbe de réponses maximales en termes de déplacements, de vitesses et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation, donnée par des valeurs successives de fréquences propres.

a) Classification du site :

catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	800
S_2	Ferme Sable, gravier, très dense	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 - < 800
S_3	Meuble Sable, gravier, Moyennement dense	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 - < 400
S_4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 - < 200

- Tab IV.1 : Classification des sites

Selon le rapport géotechnique, le sol est classé par le laboratoire de sol comme **sol ferme**. Il peut être classé dans la catégorie de site "ferme", **type S_2** .

b) Le coefficient de comportement R :

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 règles RPA99v2003 en fonction du système de contreventement. Pour le cas des structures contreventées par un système mixte

portique/voiles avec interaction, on a : **$R = 5$**

c) Le facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** soit satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4** des règles RPA99 v2003.

Critère « q »	Observation	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
2. Redondance en plan	observé	0
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en élévation	observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
Total		0.10

Tab IV.2 : valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q = 1 + 0.10 = 1.10$

f) Le pourcentage d'amortissement critique $\xi(\%)$: fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure $\Rightarrow \xi = 7\%$ RPA99v2003. (TAB.4.2).

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

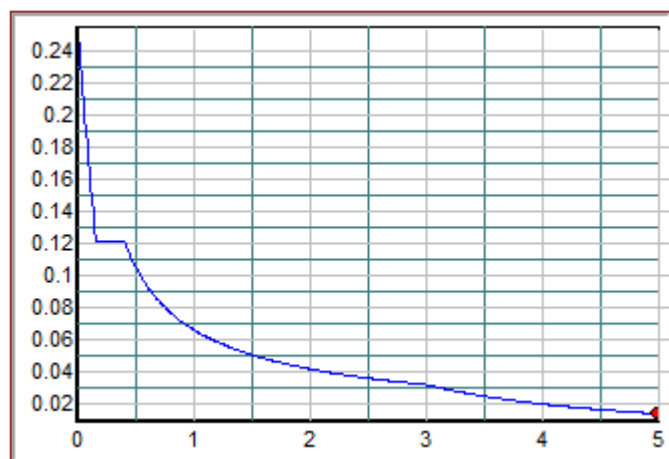


Fig. IV. 6 : Spectre d'accélération sismique

Concernant le nombre de modes à considérer dans l'analyse modale spectrale, il est calculé par la formule de l'article **4.3.4 b** des règles RPA99v2003 suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ avec } : T_K \leq 0.20s$$

Où :

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol,

T_K: la période de mode **K** (le dernier mode à considérer).

Donc : $K \geq 3\sqrt{10} = 9.48$ on adopte : **K = 10** modes.

$T \leq 0.05s < 0.20s$ condition vérifiée.

IV.5 Présentations des résultats de l'analyse sismique (spectrale) :

IV.5.1. Les résultats dynamiques :

Le tableau (IV.3) suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Pulsation [1/sec]
1	1,69	0,59	10.64
2	1,73	0,58	10.83
3	2,44	0,41	15.32
4	6,35	0,16	39.26
5	6,65	0,15	41.88
6	9,05	0,11	57.11
7	13,24	0,08	78.53
8	14,44	0,07	89.75
9	18,95	0,05	125.66
10	21,17	0,05	125.66

TabIV.3: résultats dynamiques

Mode	Masses modales [Kg]		Masses modales participantes		Masses modales participantes Cumulées	
	UX [kg]	UY [kg]	UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	5600797,36	5600797,36	0,00	70,00	0,00	70,00
2	5600797,36	5600797,36	71,91	0,00	71,91	70,00
3	5600797,36	5600797,36	0,01	0,00	71,92	70,00
4	5600797,36	5600797,36	15,47	0,00	87,39	70,00
5	5600797,36	5600797,36	0,00	17,07	87,39	87,07
6	5600797,36	5600797,36	0,04	0,00	87,43	87,07
7	5600797,36	5600797,36	5,73	0,00	93,16	87,07
8	5600797,36	5600797,36	0,00	6,17	93,16	93,24
9	5600797,36	5600797,36	0,03	0,00	93,19	93,24
10	5600797,36	5600797,36	2,80	0,00	95,98	93,24

TabIV.4: résultats des masses

On remarque que le taux de participation des masses modales dans les deux directions dépasse les **90%** dès le **7eme** mode de vibration, ce qui signifie que les **7** premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée proche du comportement réel de la structure.

IV.5.2. Les résultats statiques de niveau :

Elles sont représentées dans les tableaux suivants :

Etage	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	298666,34	6203155,85	32778872,40	38402119,20
1	298666,34	6203275,41	32779555,69	38402604,08
2	298666,34	6203984,63	32780264,90	38402604,08
3	298666,34	6204582,31	32780862,59	38402604,08
4	298666,34	6205180,00	32781460,28	38402604,08
5	298666,34	6206132,54	32782412,82	38402604,08
6	298666,34	6206791,06	32783071,33	38402604,08
7	298666,34	6207449,58	32783729,85	38402604,08
8	298666,34	6208070,52	32784452,85	38402630,98
9	291549,81	6062248,61	32766009,94	38256596,12

Tab IV.5: Les résultats statiques de niveau

Etage	Masse [kg]	Centre de gravité G (z,y,x) [m]	Centre de rigidité R (z,y,x) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
RDC	298666,34	2,29 7,15 16,40	2,29 5,97 16,40	0,00	1,18
1	298666,34	5,35 7,15 16,40	5,35 5,97 16,40	0,00	1,18
2	298666,34	8,41 7,15 16,40	8,41 5,97 16,40	0,00	1,18
3	298666,34	11,47 7,15 16,40	11,47 5,97 16,40	0,00	1,18

4	298666,34	14,53 7,15 16,40	14,53 5,97 16,40	0,00	1,18
5	298666,34	17,59 7,15 16,40	17,59 5,97 16,40	0,00	1,18
6	298666,34	20,65 7,15 16,40	20,65 5,97 16,40	0,00	1,18
7	298666,34	23,71 7,15 16,40	23,71 5,97 16,40	0,00	1,18
8	298666,34	26,77 7,15 16,40	26,77 5,97 16,40	0,00	1,18
9	291549,81	29,87 7,04 16,40	29,87 5,87 16,40	0,00	1,17

TabIV.6 : résultats des centres de gravité et rigidité

IV.5.3 Déplacements du CDG des niveaux :

Les déplacements horizontaux absolus δ_k et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis dans le tableau suivant.

Avec :

Le déplacement absolu d'étage δ_k se calcul selon l'article 4.43 des règles RPA99v2003 par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques **F_i** ,

R : coefficient de comportement de la structure (égale à 5 pour le contreventement mixte avec justification d'interaction portiques voiles)

Le déplacement relatif d'étage Δ_k se calcul selon le même article par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

	Déplacement absolu Δk [cm]		Déplacements relatifs Δk [cm]	
	$\Delta k(x)$ [cm]	$\Delta k(y)$ [cm]	$\Delta k(x)$ [cm]	$\Delta k(y)$ [cm]
RDC	0,1	0,1	0,1	0,1
Etage 1	0,4	0,4	0,2	0,3
Etage 2	0,7	0,8	0,3	0,4
Etage 3	1,0	1,2	0,3	0,4
Etage 4	1,4	1,6	0,4	0,4
Etage 5	1,8	2,1	0,4	0,5
Etage 6	2,1	2,5	0,3	0,5
Etage 7	2,4	3,0	0,3	0,4
Etage 8	2,7	3,4	0,3	0,4
Etage 9	3,0	3,8	0,3	0,4

Tab IV.7: résultats des déplacements absolus et relatifs

IV.5.4. Les efforts tranchants sismiques d'étage :

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et transversal (y), sont donnés par le tableau suivant :

Etage	Efforts tranchants sismiques de l'étage					
	Sens longitudinal (TOTAL) [kN]	Sens transversal (TOTAL) [kN]	FX sur poteaux [kN]	FX sur voiles [kN]	FY sur poteaux [kN]	FY sur voiles [kN]
RDC	2199,87	2511,11	565,68	1634,19	436,96	2074,14
1	2134,89	2460,69	506,68	1628,21	318,49	2142,20
2	2024,61	2352,69	604,30	1420,31	375,58	1977,11
3	1908,30	2219,28	649,77	1258,53	401,55	1817,73
4	1764,18	2065,17	659,46	1104,73	409,04	1656,13
5	1586,08	1863,70	642,06	944,01	400,34	1463,37
6	1377,96	1608,25	604,77	773,19	379,19	1229,06
7	1132,93	1321,09	553,17	579,76	351,53	969,56
8	859,14	994,93	476,03	383,11	310,96	683,97
9	506,42	566,13	490,49	15,93	321,51	244,62
Effort tranchant à la base Vbase	2199,87	2511,11				

TabIV.8: Les efforts tranchants sismiques d'étage

Le diagramme des efforts tranchant de niveau est schématisé dans la figure suivante:

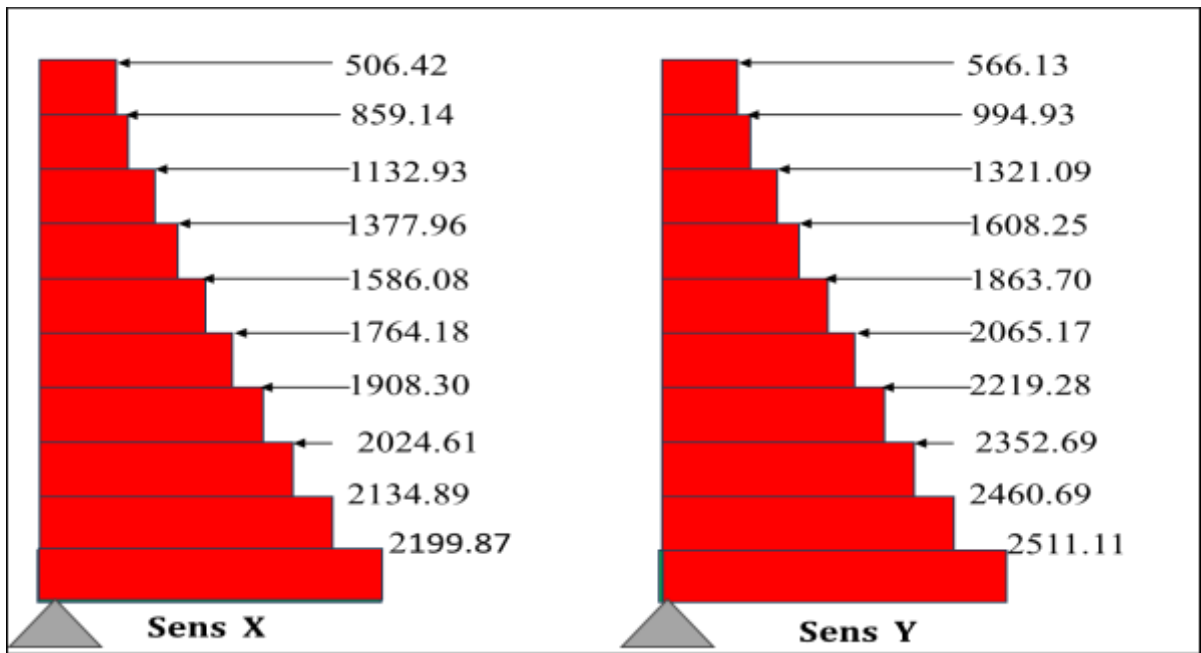


Fig.IV.7 : Diagramme des efforts tranchants

IV.5.5.Calcul des moments de renversement d'étages:

Ils se calcul par la formule suivante :

$$M_K = M_{K+1} + V_{K+1} \times h$$

M_K : Moment fléchissant de l'étage K,

h : Hauteur d'étage, pour notre cas

Après l'application numérique on à aboutie aux résultats représentés dans le **tableau.IV.9** suivant :

NIV	K	Efforts tranchants (KN)		Moment de renversement [KNm]	
		Sens longitudinal (x)	Sens transversal(Y)		
+30.60	10	506.42	566.13	-	-
+27.54	9	859.14	994.93	296,3088	229,9152

+24.48	8	1132.93	1321.09	840,3336	822,96
+21.42	7	1377.96	1608.25	1242,1908	1424,8188
+18.36	6	1586.08	1863.70	1980,2088	2117,4714
+15.30	5	1764.18	2065.17	2992,08	3384,696
+12.24	4	1908.30	2219.28	4133,2632	5073,237
+9.18	3	2024.61	2352.69	5616,0876	6581,7072
+6.12	2	2134.89	2460.69	7113,0642	8473,6368
+3.06	1	2199.87	2511.11	10242,9888	12452,352
0	0	2199.87	2511.11	50712,61	58733,57

Tab.IV.9: Résultats des moment de renversemen

IV.6.Vérifications divers :

IV.6.1.Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 des règles RPA99v2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales lors de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques à la base V_{stat} déterminée par la méthode statique équivalente.

Malgré que la méthode statique équivalente soit inapplicable pour la structure, on doit faire cette vérification seulement pour la détermination d'un **seuil minimal** de la force sismique appliquée à la base de la structure.

IV.6.2Calcul de la résultante des forces sismique à la base par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale appliquée à la base de la structure pour chaque direction, se calcul par la formule prescrite dans l'article 4.2.3 des règles RPA99-V2003:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus **20%** des charges d'exploitation RPA99-V2003.

On a: $W = 55249.08KN$

A : est le coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau **4.1** des mêmes règles. Pour la zone sismique **II-a** et le groupe d'usage **2** on à : $A = 0.15$.

R : coefficient de comportement (**R = 3.5**).

$N_{\text{voile}} / N_{\text{total}} \geq 0.2 \implies$ système 2 (**R=3.5**).

N voiles(KN)	N total(KN)	N voile/ N total (KN)	H<10 niveaux ou 33 m	R
127248,27	295955,38	0.43	OUI	3.5

TabIV.10 : classification entre système de contreventement avec voiles

Donc: **R=3.5**: voiles porteurs. (Tab.4.3) des règles RPA99-V2003.

Q : facteur de qualité (**Q = 1.10**).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Avec :

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** des règles RPA. Pour la catégorie de site **S2** on à : $T_2 = 0.40s$.
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure.

. $\xi = 7\%$ RPA99-V2003 (TAB.4.2)

Donc :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = \mathbf{0.882}.$$

T : La période fondamentale de la structure :

Suivant l'article (4.2.4) des règles (RPA), et pour le cas des structures renforcés par un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est estimée par la formule empirique suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = \mathbf{30.60 m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 des mêmes règles, on à :

$$C_T = \mathbf{0.05}$$

Par conséquent on n'aura : $T = 0.05 \times 30.60^{3/4} = \mathbf{0.650 s}$

$$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} = 0.09 * \frac{30.6}{\sqrt{32.8}} = 0.48 s$$

$$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} = 0.09 * \frac{30.6}{\sqrt{13.20}} = 0.75 s$$

Donc on calcul le facteur d'amplification dynamique moyen (**D**)

On a :

$$T_2 \leq T_x = 0.48 \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.4/0.48)^{2/3} \rightarrow D = \mathbf{1.94}$$

$$T_2 \leq T_y = 0.75 \leq 3s \rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.4/0.75)^{2/3} \rightarrow D = \mathbf{1.45}$$

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus **20%** des charges d'exploitation RPA99-V2003

$$\text{On a: } W = \mathbf{55249.08 KN}$$

$$V_{x_{stat}} = \frac{0.15 \times 1.94 \times 1.1}{3.5} \times \mathbf{55249.08} = 5052.92 KN$$

$$V_{y_{stat}} = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.1}{3.5} \times \mathbf{55249.08} = 3776.67 KN$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{Sens}(x): V_{dyn} = 2199.87 \text{ KN} > 0.8 \times 5052.92 = 4042.34 \text{ KN (CNV)} \\ \text{Sens}(y): V_{dyn} = 2511.11 \text{ KN} > 0.8 \times 3776.67 = 3021.24 \text{ KN (CNV)} \end{cases}$$

Conclusion :

-La condition de l'article 4.3.6 des règles RPA99v2003 est non vérifiée dans le sens transversal (X), et le sens longitudinal (Y); donc on doit multiplier tous les paramètres de la réponse sismique (forces, déplacements, ...) dans cette direction par le facteur suivant:

$$\frac{V_{x_{stat}}}{V_{x_{dyn}}} \times 0.8 = 1.84 (\text{majorité sur } x)$$

$$\frac{V_{y_{stat}}}{V_{y_{dyn}}} \times 0.8 = 1.20 (\text{majorité sur } y)$$

IV.6.2. Vérification des déformations :

Selon l'article 5.10 des règles RPA99v2003, les déplacements relatifs latéraux entre étages (Δ_k), ne doit pas dépassés dans les deux directions longitudinale et transversale, 1% de la hauteur d'étages.

Suivant les valeurs trouvées dans le **tableau IV.7** on doit vérifier que :

$$\Delta_{\max} \leq 1\% h_e$$

Donc :

$$\Delta_{\max} = 5 \text{ mm} < 1\% \times 3.06 = 30.6 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent les déplacements relatifs d'étages sont confortables et non gênantes.

IV.6.3. Vérification de l'effet (P- Δ) de second ordre :

Cette vérification sera menée suivant l'article 5.9 des règles RPA99v2003, on examinant d'abord la condition (5-6) pour qu'on puisse juger si on peut négliger ou pas l'effet du second ordre (P- Δ).

Donc on doit vérifier pour tous les niveaux et pour la structure, selon les deux directions de calcul (x) et (y) la condition suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Où :

- P_k : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau.

k , c'est-à-dire :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- 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 »

Le **tableau IV.11**: suivant résume les valeurs de θ_k comme suit :

Etage	P_k (KN)	$V_k(x)$ (KN)	$V_k(y)$ (KN)	Δ_k (x)[cm]	Δ_k (y) [cm]	h_k	θ_x	θ_y
RDC	55249,08	2199,87	2511,11	0,1	0,1	3.06	0,008	0,007
1	49411,33	2134,89	2460,69	0,2	0,3	3.06	0,015	0,020
2	43890,46	2024,61	2352,69	0,3	0,4	3.06	0,021	0,024
3	38369,59	1908,30	2219,28	0,3	0,4	3.06	0,020	0,023
4	32848,72	1764,18	2065,17	0,4	0,4	3.06	0,024	0,021
5	27327,85	1586,08	1863,70	0,4	0,5	3.06	0,023	0,024
6	21806,98	1377,96	1608,25	0,3	0,5	3.06	0,016	0,022
7	16286,12	1132,93	1321,09	0,3	0,4	3.06	0,014	0,016
8	10765,25	859,14	994,93	0,3	0,4	3.06	0,012	0,014
9	5247,41	506,42	566,13	0,3	0,4	3.06	0,010	0,012

Tableau IV.11: valeur de l'effet du second ordre (P-Δ).

Donc $\theta < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P-Δ est négligé.

IV.6.4. Stabilité au renversement :

Pour que le notre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant: $M_s/M_r \geq 1.5$

M_s : Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

W : Poids du bâtiment.

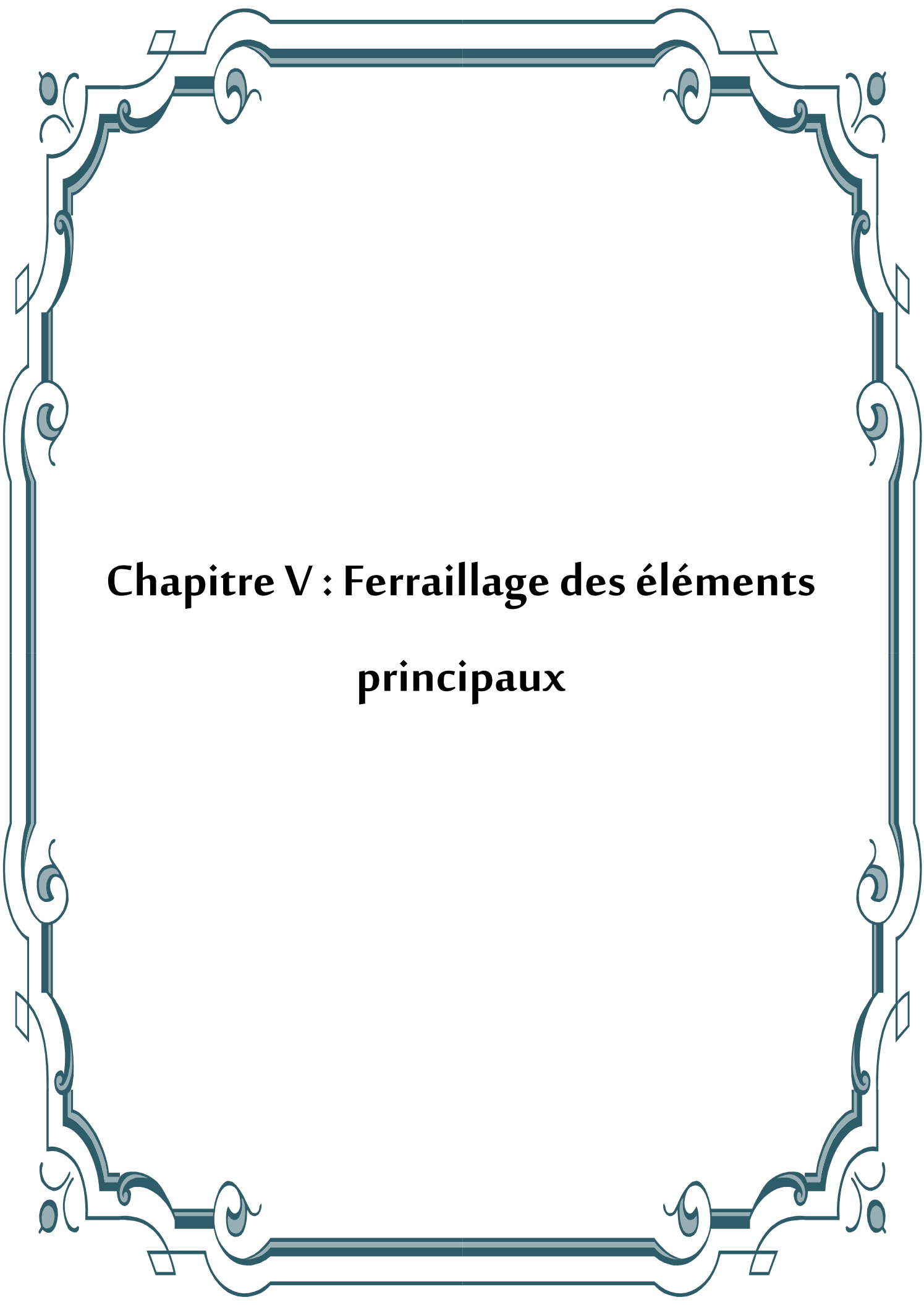
L :la dimension en plan du bloc dans la direction considérée.

M_r :Moment déstabilisant de renversement, engendré par l'action sismique horizontale, ses valeurs à la base pour la structure est calculée dans

Sens	W (KN)	L/2(m)	M_s (kN.m)	M_r (kN.m)	M_s/ M_r
Longitudinal(X)	55249,086	16.4	4939725,822	50712,61	97.41CV
Transversal(Y)	55249,086	7.15	2153599,977	58733,57	36.67CV

Tableau IV.12: valeur de déstabilisant de renversement

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le bâtiment est stable vis-à-vis du renversement.



Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (BAELetR.P.A.99).

Les règles R.P.A.99 v2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer des normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

V.1. Ferrailage des poutres :

V.1. introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : $E.L.U : 1,35 G + 1,5 Q$

$$E.L.S : G + Q$$

- Selon le R.P.A 99 : $G + Q + E$

$$0.8G \pm E$$

La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximal en travée.

La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison $(0.8 G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Condition de ferrailage :

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le R.P.A. 99 V 2003.

Armatures longitudinales (article 7.5.2.1): le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{s \min} = 0.5\%(b \times h) = 0,005 \times (35 \times 55) = 9.63 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales}$$

$$A_{s \min} = 0.5\%(b \times h) = 0,005 \times (35 \times 40) = 7.00 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

Pour les poutres principales :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (35 \times 55) = 77 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (35 \times 55) = 115.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (35 \times 40) = 56 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (35 \times 40) = 84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures transversales : (Article 7.5.2.2.) : La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$$

- s : est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{aligned} \text{zone nodale : } s &\leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \\ \text{Hors zone nodale : } s &\leq \frac{h}{2} \end{aligned}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Ferrailage minimale :**Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

Pour les poutres principales:

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 35 \times 52 \times \frac{2,1}{400}; \frac{35 \times 55}{1000} \right\} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Pour les poutres secondaires:

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400}; \frac{35 \times 40}{1000} \right\} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Disposition constrictives :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nud de l'appui ou de l'encastrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II.

V.1.2. Ferrailage longitudinal :**V.1.2.1. Ferrailage des travées :**

Exemple pour le calcul : $b = 35 \text{ cm}$ $h = 55 \text{ cm}$ $d = 52 \text{ cm}$ $d' = 3 \text{ cm}$.

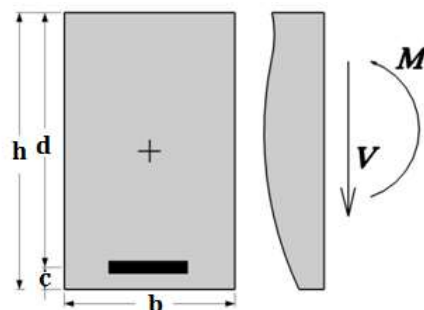


Fig.V.1 : La section de calcul

On doit calculer le ferrailage de la poutre la plus sollicitée dans la structure. La poutre apparaît au niveau +30.60m, de portée 5.50m. Cette poutre est sollicitée aux moments suivants :

$$\begin{cases} M_u = 98.20 \text{ KNm sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 71.82 \text{ KNm sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{98.20}{71.82} = 1.367$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.09820}{0.35 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0,073 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S. S. A. C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,094 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,094) = 0,50 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{98.20 \times 10^{-3}}{0,50 \times 348} = 0.000564 \text{ m}^2 = 5.64 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **3HA16** avec : **$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$** .

Ferrailage minimale :

$$A_{smin} = \max\{A_{smin}^{RPA}; A_{smin}^{BAEL}\}$$

$$A_{smin} = \max\{9.63; 2.20\} = 9.63 \text{ cm}^2 > A_s^{adoptée} = 6.03 \text{ cm}^2 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc le ferrailage adopté sera : **6HA16** avec **$A_s = 12.1 \text{ cm}^2$** .

V.1.2.2. Ferrailage en appuis :

Exemple pour le calcul : $b = 35 \text{ cm} \times 1.5 = 52.5 \text{ cm} \approx 52 \text{ cm}$ et $d = 3 \text{ cm}$.

On doit calculer le ferrailage en appuis de la poutre la plus sollicitée dans la structure. La poutre apparaît au niveau +24.48m, de portée 5.50m et soumise sur l'appui au droit du voileaux moments suivants:

$$\begin{cases} M_u = 208.11 \text{ KNm sous la combinaison : } G + Q + Ex \\ M_{ser} = 164.44 \text{ KNm sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{208.11}{164.44} = 1.27$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.255$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.20811}{0.35 \times 0.52^2 \times 18.48} = 0,118 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S. S. A. C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,157 < 0,259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52(1 - 0,4 \times 0,157) = 0,487 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{208.11 \times 10^{-3}}{0,487 \times 348} = 0.001228 \text{ m}^2 = 12.28 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : **6HA16 + 2HA 12 avec : $A_s = 14.36 \text{ cm}^2$.**

Ferrailage minimale :

$$A_{smin} = \max\{A_{smin}^{RPA}; A_{smin}^{BAEL}\}$$

$$A_{smin} = \max\{2.20; 9.63\} = 9.63 \text{ cm}^2 < A_s^{adoptée} = 14.36 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

V.1.3. Récapitulatif de ferrailage :

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de ferrailage de la poutre la plus sollicitée dans chaque niveau.

N.B :

Les poutres encastrees dans les voiles par l'une ou les deux extremités, aurons un ferrailage sur appui different des autres poutres de plancher. Cette distinction est faite à cause des moments sur appuis engendrés dans ces poutres par les combinaisons sismiques, et qui sont relativement élevés à cause de la grande différence de rigidité entre les voiles et ces poutres, ce qui à développer des encastremements parfait qui favorise un moment d'encastrement intact. Ce qui nécessite de les conférer un ferrailage sur appui distincte des autres poutres.

V.1.3.1. Ferrailage en travée :

	Section en [cm ²]	Les sollicitations		As calculé [cm ²]	A _{s min} [cm ²]	A _{sadopté} [cm ²]	Description des barres
		M ELU	M _{ELS} coresp				
Poutre principale	35 x 55	98.20	71.82	5.64	9.63	12.10	6 HA 16
Poutre secondaire	35 x 40	35.43	25.82	2.82	7.00	9.24	6 HA 14

*Tab V.1: Ferrailage en travée les poutres principales et secondaires***V.1.3.2. Ferrailage sur appui :**

	Section en [cm ²]	Les sollicitations		As calculé [cm ²]	A _{s min} [cm ²]	A _{sadopté} [cm ²]	Description des barres
		M _{ELU}	M _{ELS} coresp				
Poutre principale	35 x 55	208.11	164.44	12.28	9.63	14.36	6 HA 16+2 HA 12
Poutre secondaire	35 x 40	89.09	60.99	7.31	7.00	11.50	6HA 14 + 2 HA 12

*Tab V.2: Ferrailage sur appui les poutres principales et secondaires***V.1.4. Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU) :**

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$$V_u^{max} = 168.52KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.36MPa < \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \text{ condition vérifiée}$$

V.1.5. Vérification à L'ELS :

Calcul des contraintes :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $(x=y)\sigma_{(x)} = Ky$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $(x=d-y)\sigma_{(x)} = 15K(d-y)$

- En travée :

On à $M_{ser} = 71.82KNm/ml$, $A_s = 10.10cm^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 17.32cm$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] + A'_s(y-d')^2 = 242825.86cm^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.60 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 168.34MPa < \bar{\sigma}_s = 400MPa \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Sur appui :

On à $M_{ser} = 91.12KNm/ml$, $A_s = 13.18cm^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 19.23cm$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] + A'_s(y-d')^2 = 294103.15 cm^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.95 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 152.29 MPa < \bar{\sigma}_s = 202 MPa \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le ferrailage opté à l'ELU est vérifié à L'ELS.

V.1.6. Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1, \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \text{ pour les armatures droites} \end{array} \right.$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme donné par le règlement RPA99 V2003 article 7.5.2.2 :

-Dans la zone nodales les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12 \times 1.4\right) = 13.75$$

-En dehors de la zone nodale :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{bS_t\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{35 \times 15 \times 1.15 \times (1.36 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 1.632 \text{ cm}^2$$

Vérifications les armatures transversales :

Les quantités d'armatures transversales dans toutes les sections doit être supérieures à la valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2. Du RPA99 V2003 :

$$A_{min}^t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 1.632 \text{ cm}^2 > A_{min}^t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2. \text{ condition vérifiée}$$

Donc $A_t = 1.632 \text{ cm}^2$

Description des armatures :

On adopte : un cadre de $\phi 10$ et un épingle de $\phi 8$ ou $A_t = 2.07 \text{ cm}^2$

V.1.7. Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :

Les règles BAEL91 mod.99 préconise dans les articles A.5.1,2,2 et A.7.2,2 de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_{et}}{b \times S_t} = \frac{2.07 \times 400}{35 \times 15} = 1.57 > 0.4 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée} \\ S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ condition vérifiée} \\ \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(160; \frac{550}{35}; \frac{350}{10}\right); \phi_t \leq 15.71 \text{ mm} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

V.1.8. Vérification de la flèche des poutres (à l'ELS) :

On doit vérifier la flèche maximale en travée des poutres, en basant sur les conditions de la flèche imposés par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 mod.99 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0}\right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Application numérique:

$$M_t = 0.85 \times M_0, M_t = 78.58 \text{ KNm} \Rightarrow M_0 = 78.58 \div 0.85 = 92.44 \text{ KNm}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 55 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{550}{16}; \frac{78.58 \times 550}{10 \times 92.44}\right) = (35; 50) = 50 \text{ cm} \text{ condition vérifiée} \\ A_s = 10.10 \text{ cm}^2 < \frac{4.2 \times 35 \times 52}{400} = 19.11 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée} \\ L = 5.50 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc les conditions précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

V.1.9. Nécessité des armatures de peau :

Elles sont adoptées pour les poutres de grande hauteur. Une poutre est considérée comme étant de grande hauteur si la hauteur h_a de son âme vérifie :

$$h_a \geq 2 \times \left(80 - \frac{f_e}{10}\right) = 80 \text{ cm}$$

La hauteur de la section droite des poutres est égal à 55 cm .L'utilisation des armatures de peau dans le ferrailage n'est pas nécessaire.

V.1.10. Vérification de l'entraînement des barres en paquet (article A.6.1.3 BAEL91):

Cette justification ne s'impose en général que pour les barres « en chapeaux » disposées au-dessus des appuis des poutres hyperstatiques, lorsque celles-ci sont soumises à des efforts très concentrés. Elle s'impose aussi en cas d'utilisation de paquets de plus de deux barres.

Dans une poutre fléchie de section constante, la contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres de section A_{si} et de périmètre u_i est égale à l'expression :

où A_s désigne la section totale des armatures tendues

$$\tau_{se} = \frac{V_u \times A_{si}}{0.9 \times d \times u_i \times A_{si}}$$

V_u : désigne la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime, le bras de levier est pris forfaitairement égal à la hauteur utile d multipliée par 0,9.

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient : τ_u désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\tau_{se} = \frac{V_u \times A_{si}}{0.9 \times d \times A_s \sum u_i}$$

Le périmètre utile u_i est pris égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet. Pour un diamètre de barre ϕ , on obtient ainsi :

- $\pi\phi$ pour une barre isolée ;
- $(\pi + 2) \phi$ pour un paquet de deux barres ;
- $(\pi + 3) \phi$ pour un paquet de trois barres accolées deux à deux.

Remarque : Il est rappelé que les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement. La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$\tau_{seu} = \Psi_s \times f_{tj}$ Et $\Psi = 1.5$ pour les armatures à hautes adhérence. Dans notre cas on a deux nappes 6HA14 :

$$V_u = 248.74 \text{ kN} \quad A_{si} = 5.15 \text{ cm}^2 \quad A_s = 14.12 \text{ cm}^2 \quad d = 42 \text{ cm} \quad u_i = 0.1828$$

$$\tau_{se} = \frac{0.249 \times 5.15}{0.9 \times 0.42 \times 14.12 \times 0.1828}$$

$$\tau_{se} = 1.31 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de glissement entre les barres d'acier et le béton (bonne adhérence).

V.1.11. Schéma de ferrailage des poutres

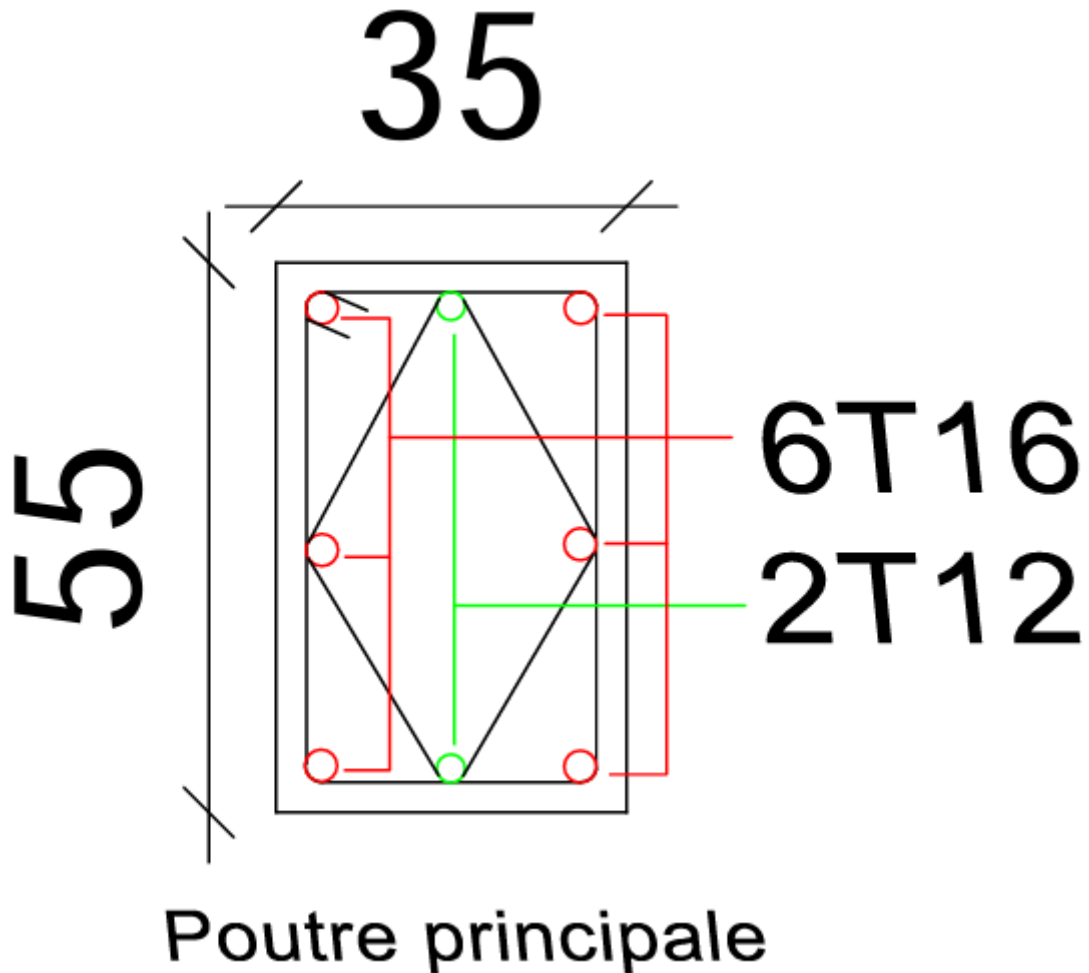
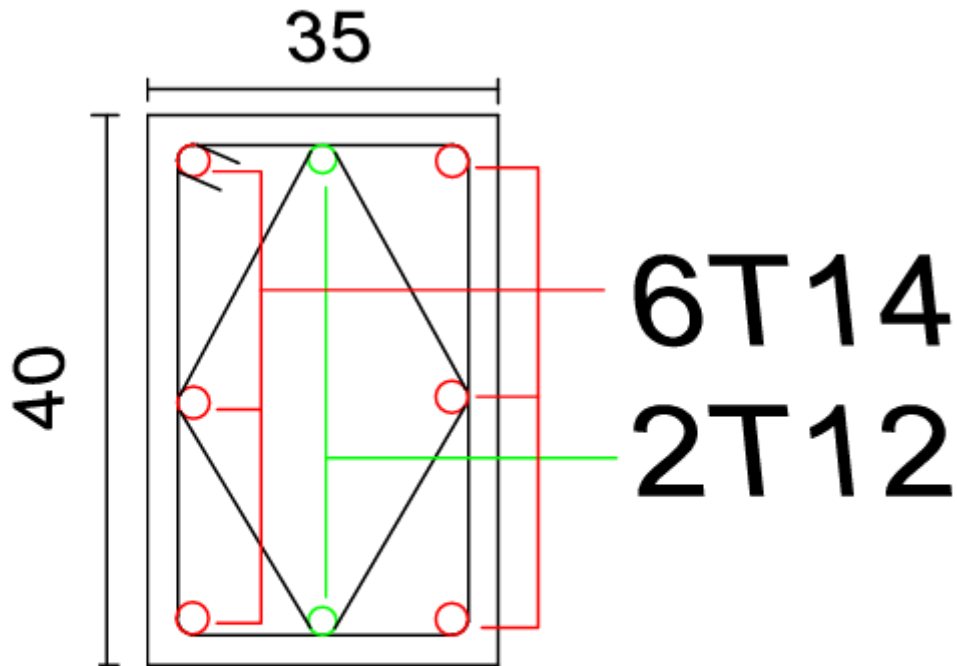


Fig.V.2 : coupe de ferrailage poutre principale



Poutre secondaire

Fig.V.3 : coupe de ferrailage poutre secondaire

V.2.Ferrailage des poteaux :

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinaux, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

- Selon le R.P.A 99 : $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$ et $G + Q \pm 1.2E$

- **Exigences et recommandation de ferrailage imposé par RPA99 V2003 :**

- **Les armatures longitudinale :**

Le pourcentage minimal sera de **0.8%** pour la zone sismique **II-a**.

$$A_s^{min} = 0,008 \times (45 \times 60) = 21.6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante, et de **6%** en zone de recouvrement.

Se qui donne :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (45 \times 60) = 108 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (45 \times 60) = 162 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale des recouvrements $L_R = 40\phi_{1 \text{ min}}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales zone critique).

- **Les armatures transversales :**(article 7.4.2.2) **RPA99 V2003** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- V_U : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est en fonction de l'élancement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixé comme suit:
 $t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$ dans la zone nodale
 $t \leq 15\phi_l$ hors zone nodale

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée en fonction de l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g < 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ on interpole entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

V.2.2. Ferrailage longitudinal :

Étapes de calcul :

En premier lieu, on va chercher le poteau le plus sollicité sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal (compression), moment fléchissant correspondant,
- Moment fléchissant maximal, effort normal correspondant.

Puis on examine les conditions imposées par le BAEL91 mod99, pour déterminer le mode de travail de poteau, soit en flambement ou en flexion composée.

Ensuite on procède un exemple de calcul bien détaillé pour la détermination de du ferrailage de la section du poteau en utilisant l'organigramme mentionné à l'annexe (1).

V.2.2.1. pour les poteaux:

A partir des résultats du logiciel Robot on a :

$$\begin{cases} N^{max} = 3163.64 \text{ KN} \\ M^{correspondant} = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M^{max} = 122.26 \text{ KN} \\ N^{correspondant} = 243.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A) Poteau soumis à N^{max} et $M^{correspondant}$:

$$\begin{cases} N^{max} = 3163.64 \text{ KN} \\ M^{correspondant} = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

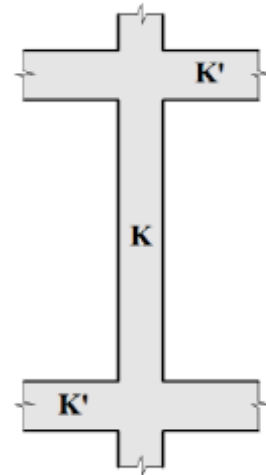
Détermination de la longueur de flambement de poteau :**Raideur des poutres :**

$$K' = \frac{I'}{L'} = \frac{b'h'^3}{12L'} = \frac{0,35 \times 0,55^3}{12 \times 5,5} = 8,82 \times 10^{-4} m^3$$

Raideur des poteaux :

$$K = \frac{I}{L} = \frac{bh^3}{12L} = \frac{0,45 \times 0,60^3}{12 \times 3,06} = 2,64 \times 10^{-3} m^3$$

$$\Rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,14m$$

**Détermination de l'excentricité de calcul :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,21}{3163,64} = 0,00038 m \\ e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{306}{250} \right\} = 0,012 m \\ e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \end{array} \right.$$

Où :

$$\varphi = 2, \alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{77,39}{12,12 + 77,39} = \mathbf{0,86}$$

Donc

$$e_2 = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,60} \times (2 + 0,86 \times 2) = \mathbf{0,00851m.}$$

Vérification du flambement :

D'après le BAEL91 chapitre 8, les sections sollicitées en flexion composée, doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, par la condition suivante :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (e_0 + e_a))}{h} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{2,14}{0,60} = 3,57 \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (0,00038 + 0,012))}{0,60} \right\} = 15 \text{ condition vérifiée}$$

Donc le poteau sera justifié en flexion composée, en tenant en compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre. L'excentricité finale vaut la valeur suivante :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.00038 + 0.012 + 0.00851 = 0.0208 \text{ m.}$$

$$\mathbf{e = 0.0208 \text{ m.}}$$

En utilisant l'organigramme de flexion composée :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{3.16364}{0.45 \times 0.60 \times 14.2} = 0.825 > 0.81$$

$$\zeta = \frac{(3 \times 0.825 - 1)(1 - 0.825)}{4 \times 0.825} = 0.078$$

$$X = 1.32[0.4 - (0.4 - \zeta)\psi_1] = 1.32[0.4 - (0.4 - 0.078)0.825] = 0.177$$

$X < 0.19$ **donc la section est entièrement comprimée.**

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{45 \times 60}{1000}; 0.23 \times 45 \times 57 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{dans ce cas } \begin{cases} A'_s = 0.0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

B) Poteau soumis à M^{max} et $N^{correspondant}$:

$$\begin{cases} M^{max} = 122.26 \text{ KN} \\ N^{correspondant} = 243.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Détermination de l'excentricité de calcul :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{122.26}{243.56} = 0.501 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{306}{250} \right\} = 0.020 \text{ m}$$

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

Où :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{77.39}{12.12 + 77.39} = 0.86$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.86 \times 2) = \mathbf{0.00851m.}$$

Vérification du flambement :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (e_0 + e_a))}{h} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{306}{60} = 5.10 \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (0.115 + 0.020))}{0.35} \right\} = 15 \text{ *condition vérifiée*}$$

Donc le poteau sera justifié en flexion composée. L'excentricité finale vaut la valeur suivante :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.501 + 0.020 + 0.00851 = \mathbf{0.529 m.}$$

En utilisant l'organigramme de flexion composée:

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{0.24356}{0.45 \times 0.60 \times 14.20} = 0.063 < 0.81$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.063}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.063})} = 0.1648$$

Puis nous calculons, $e_{NC} = \zeta \times h = \mathbf{0.1648 \times 0.60 = 0.09888m}$

$$e_{NC} = \mathbf{0.09888} < e = \mathbf{0.529}$$

donc la section est partiellement comprimée.

Calcul de ferrailage fictif :

Calcul le moment fictif :

$$M_{u_f} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{u_f} = 0.24356 \left(0.529 + 0.57 - \frac{0.60}{2} \right) = \mathbf{0.1946MNm}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{122.26}{89.51} = \mathbf{1.365}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25MPa, \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = \mathbf{0.341\gamma - 0.1776}$$

$$\rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.365 - 0.1776 = \mathbf{0.287}$$

Calcul de moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.19460}{0.45 \times 0.57^2 \times 14.2} = \mathbf{0.093} > \mu_{lu} = \mathbf{0.287}$$

Donc l'acier comprimé est nécessaire : $A'_{sf} \neq 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.287}) = \mathbf{0.434}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.57(1 - 0.4 \times 0.434) = \mathbf{0.471m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \frac{d'}{d} \times (13 \times f_{c28} + 415) \times k$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times 1.365 \times 25 - \frac{3}{57} \times (13 \times 25 + 415) \times 1 = 268.177MPa$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bc} = 0.287 \times 0.45 \times 0.57^2 \times 14.20 = 0.595MNm$$

Calcul de ferrailage fictif:

$$A'_{sf} = \frac{M_{uf} - M_{lu}}{\sigma_{sc} \times (d - d')} = \frac{0.1946 - 0.595}{268.17 \times (0.57 - 0.03)} = 0.0002764m^2$$

$$A_{sf} = \frac{M_{lu}}{Z_d \times \sigma_{su}} + A'_{sf} \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}}$$

$$A_{sf} = \frac{0.595}{0.471 \times 348} + 0.0002764 \times \frac{268.17}{348} = 0.003843m^2 = 38.43cm^2$$

Le ferrailage réel se retient comme suit :

$$\begin{cases} A'_s = A'_{sf} = 2.76 \text{ cm}^2 \\ A_s = A'_{sf2} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 38.43 \times 10^{-4} - \frac{243.56 \times 10^{-3}}{348} = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s \geq A_{smin} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{45 \times 60}{1000}; 0.23 \times 45 \times 57 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{smin}$ condition vérifiée

$$\text{dans ce cas } \begin{cases} A'_s = 2.76 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Finalement, on a obtenu le ferrailage des deux cas A et B, la section d'armature qui sera adoptée, est celle la plus grande soit pour la section d'armature comprimée ou pour la section d'armature tendue.

$$A'_{s} = \max(A'_{s,A}, A'_{s,B}) = \max(0.0; 2.76) = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s,A}, A_{s,B}) = \max(3.14; 3.14) = 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature finale pour la section du poteau (45x60) cm² est :

$$A_s = 2.76 + 3.14 = 5.90 \text{ cm}^2 < A_s^{RPA} = 21.6 \text{ cm}^2 \text{ Donc on adopte } 6\text{T}20+2\text{T}16 \\ 18.8+4.02=22.82 \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s \rightarrow 22.82 \text{ cm}^2.$$

V.2.3. Ferrailage transversal:

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$$V_u = 168.5 \text{ KN}$$

$$a = 45 \text{ cm}$$

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

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214}{45} = 4.75 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixée comme suit:
- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15) \text{ cm} \rightarrow t \leq \text{Min}(10 \times 1.6; 15) = 15 \text{ cm}$

On adopte $t = 10 \text{ cm}$

- Hors la zone courante : $t' \leq (15\phi_l) \text{ cm} \rightarrow t' \leq \text{Min}(15 \times 1.6) = 24 \text{ cm}$

On adopte $t = 15 \text{ cm}$

Application numérique :

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 0.1685 \times 0.15}{0.60 \times 400} = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 0.1685 \times 0.10}{0.60 \times 400} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \frac{5-3.75}{0.3-x} = \frac{3.75-3}{x-0.8} \Leftrightarrow 1.25x - 1 = 0.225 - 0.225x \rightarrow x = 0.83\%$$

$$A_t = st. b \times 0.0083 = 10 * 60 * 0.0083 = 4.98$$

$$A_t = 4.98 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 10 \times 60 = 1.80 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale) } \textit{condition vérifiée}$$

Donc $A_t = 2.63 \text{ cm}^2$ on adopte deux cadres **de 8mm** de diamètre soit **6 brins** ou **As=3.02cm²**.

$$A_t = 7.47 \text{ cm}^2 > 0.003 \times 15 \times 60 = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante) } \textit{condition vérifiée}$$

Donc $A_t = 3.95 \text{ cm}^2$ on adopte deux cadres **de 8mm** de diamètre soit **8 brins** ou **As=4.02cm²**.

V.2.4. Ferrailage transversal des nœuds :

A cause de la fragilité des zones nodales face aux actions sismiques, le règlement RPA99 V2003 recommande de prévoir des armatures transversales constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle.

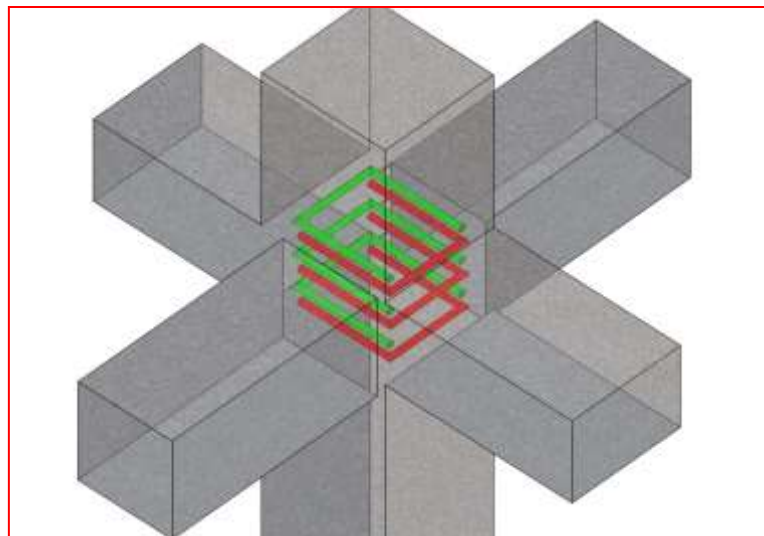


Fig. V.4 : Ferrailage des zones nodales

V.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \text{Min}(\bar{\tau}_u^{RPA} ; \tau_u^{BAEL})$$

Selon l'article **7.4.3.2** des règles RPA99 V2003, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{2.14}{0.45} = 4.75 < 5$$

Donc $\rho_d = 0.04$.

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

Selon l'article **A.5.1, 21** des règles BAEL91 mod.99, la contrainte limite ultime de cisaillement pour une fissuration peu préjudiciable est la suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.1685}{0.45 \times 0.57} = 0.65 \text{ MPa} < \text{Min}(1.00 ; 3.33) = 1.00 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

V.2.6. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

On doit vérifier les contraintes normales dans le béton pour les poteaux **entièrement comprimés**.

$$N_{ser} = 179.18 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 89.51 \text{ KNm}$$

Avec :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{89.51}{179.18} = 0.499 \text{ m}$$

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$s = bh + 15(A_s) = 0.45 \times 0.60 + 15(22.82 \times 10^{-4}) = 0.3042 \text{ m}^2$$

On a une symétrie dans la répartition des armatures d'aciers dans la section du béton, donc :

$$A'_s = \frac{A_s^{\text{adopté}}}{2} = \frac{22.82}{2} = 11.41 \text{ cm}^2$$

On calcule l'inertie de la section I de la section homogène totale :

Pour cela il faut d'abord déterminer la position du centre de gravité résissant qui est situé à une distance X_g au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$x_G = 15 \frac{A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A'_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{S}$$

$$x_G = 15 \times 11.41 * 10^{-4} \frac{(0.3 - 0.03) - (0.57 - 0.3)}{0.3042} = 0$$

Donc :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \times h \times x_g + 15 \left[A'_s \left(d - \frac{h}{2} + x_g \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - d' - x_g \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.60^3}{12} + 15 \times 11.41 * 10^{-4} [(0.57 - 0.3 + 0)^2 + (0.3 - 0.03 - 0)^2] \\ = 0.0105 m^4$$

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - x_g) \left(\frac{h}{2} - x_g \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{179.18 \cdot 10^{-3}}{0.3042} + \frac{179.18 \cdot 10^{-3} \times 0.499 \times 0.3}{0.0105} = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - x_g) \left(\frac{h}{2} + x_g \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{179.18 \cdot 10^{-3}}{0.3042} - \frac{179.18 \cdot 10^{-3} \times 0.499 \times 0.3}{0.0105} = -1.96 \text{ MPa}$$

La section est effectivement entièrement comprimée .

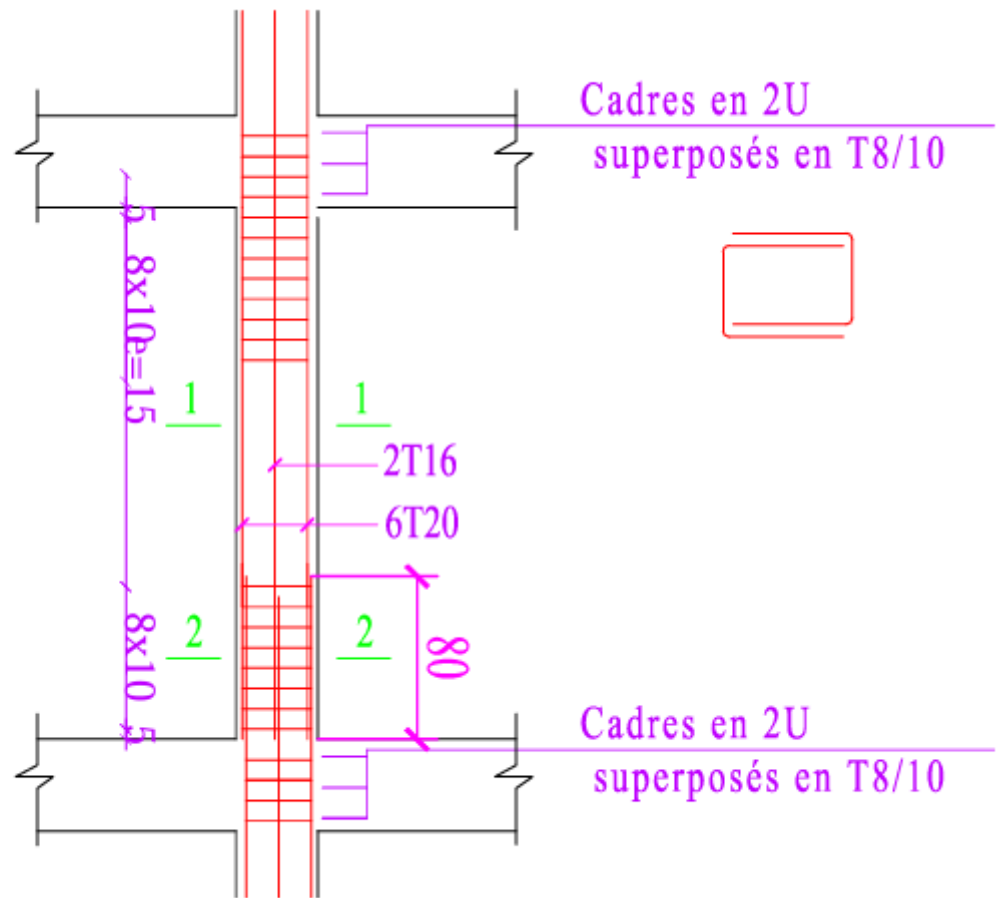
On vérifie enfin que la plus grandes de ces deux contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \text{Max}(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = \bar{\sigma}_{bc}$$

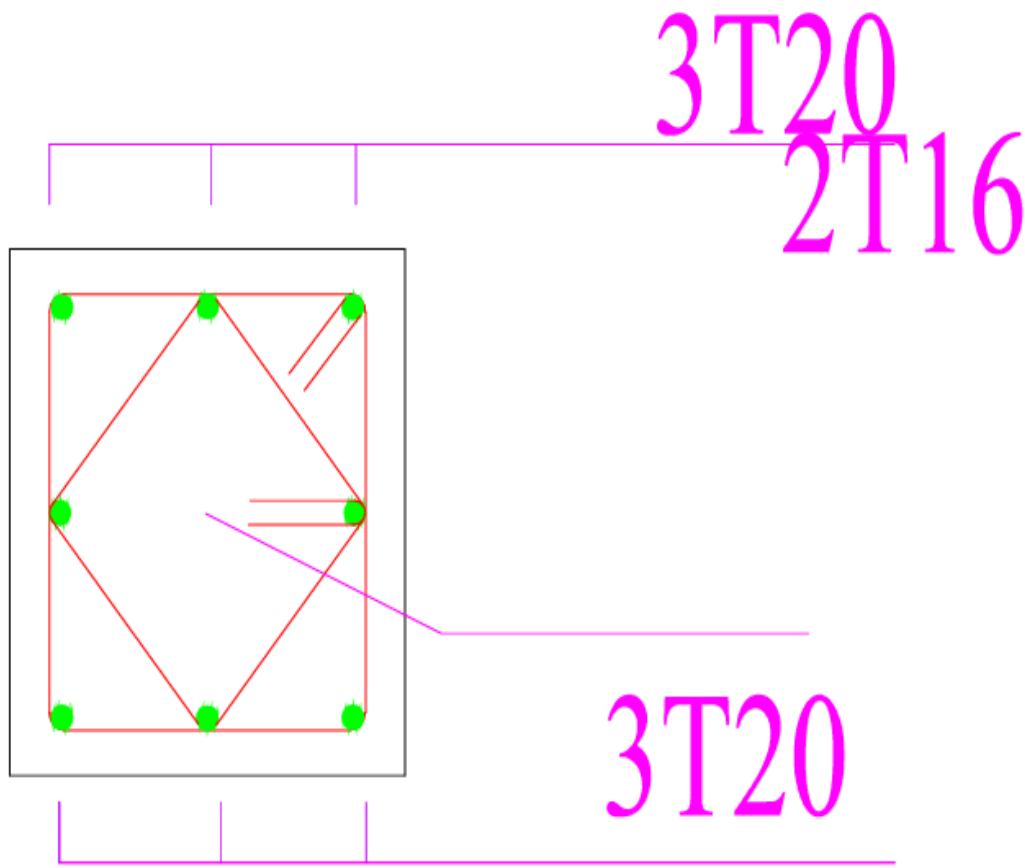
$$\text{Max}(3.14; -1.96) = 3.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, on peut dire que le ferrailage adopté à l'ELU, vérifie les contraintes produites à l'ELS

V.2.7. Schéma de ferrailage des poteaux



*Fig. V. 5 : ferrailage poteau 45 * 60*



*Fig. V.6 : coupe 1 – 1 de poteau 45 * 60*

V.3.Ferrailage des voiles

V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales
2. Armatures horizontales
3. Armatures transversales

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Prescriptions imposées par RPA99 :

a) Les armatures verticales (article 7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par

le RPA 99 et décrites ci-dessous :

a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

b) 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.

c) à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s \leq 15\text{cm}$).

d) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Les armatures horizontales (article 7.7.4.2):

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) 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.

c) Règles communes (article 7.7.4.3):

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$
- $S \leq 30 \text{ cm}$

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Méthodes de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode simplifiée pour le calcul de ferrailage, c'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Etape de calcul :

- On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{B} \pm \frac{Mv}{I}$$

- Détermination la nature de la section du voile :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

- Calcul de la section d'armature :

a- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :

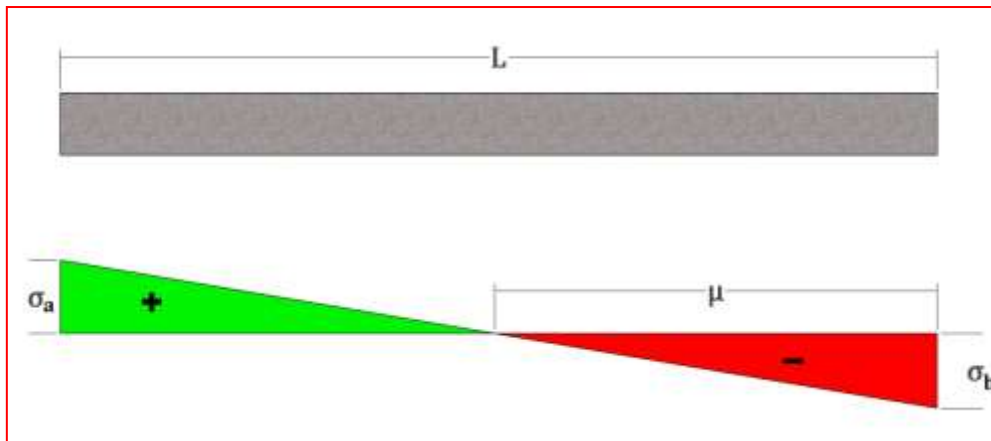


Fig.V.7 : Section partiellement comprimée

$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

b-Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = (\sigma_a \times \sigma_b \times \mu \times b)/2$

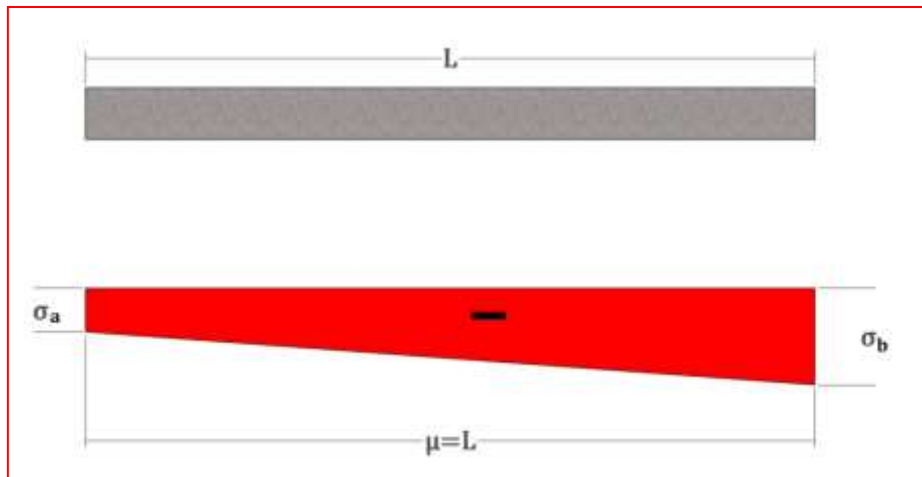


Fig.V.8 : section entièrement tendue

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

a- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

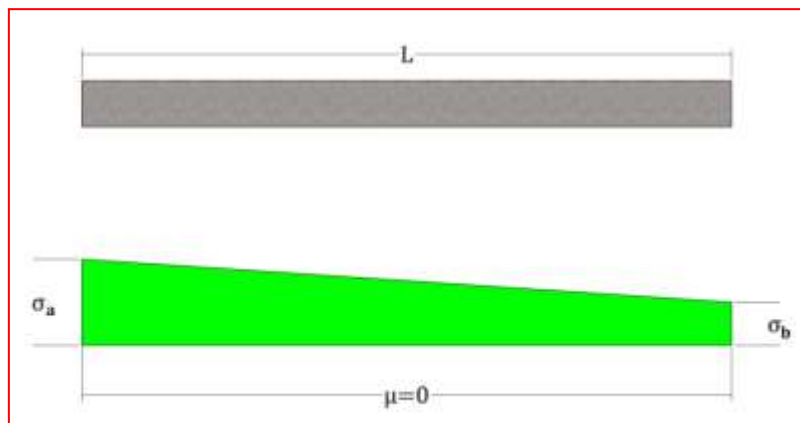


Fig.V.9 : section entièrement comprimée

V.3.3. Exemple de calcul :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (L= 3.9 m) pour différent sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des différents voiles.

V.3.3.1. Ferrailage vertical :**- Calcul de la longueur de flambement :**

Le tableau (V.3) suivant donne le rapport entre la longueur de flambement (L_f) et la hauteur libre entre planchers (L) du voile armé :

Liaison mur		L_f/l
Mur encasté en tête et en pieds	Il existe un plancher de part et à l'autre	0.8
	Il existe un plancher d'un seul coté	0.85
Mur articulé en tête et en pieds		1

Tab V.3: le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre entre planchers du voile armé .

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,80L = 0,8 \times (3.06 - 0.55) = 2.008 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.008 \sqrt{12}}{4.5} = 1.54$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_G}{N_G} = \frac{149.51}{32.97} = 4.53 \text{ m}$$

- Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \text{Max} \left\{ 50 ; \min \left(67 \frac{e_0}{h} ; 100 \right) \right\}$$

Donc :

$$\lambda = 1.54 < \text{Max} \left\{ 50 ; \min \left(67 \frac{4.53}{3.9} ; 100 \right) \right\} = 77.82 \text{ condition vérifiée}$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I} \end{cases}$$

Avec : $h=3.9m, b=20cm, d=3.87m, d'=0.03m$

$$v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3.9}{2} = 1.95m$$

$$B = b \times h = 0.2 \times 3.90 = 0.78m^2.$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.90^3}{12} = 0.9886 m^4$$

Donc, les contraintes valent :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{1840.66}{0.78} + \frac{1521.48 \times 1.95}{0.9886} = 5.360 \text{ MPa} & \text{compression} \\ \sigma_{min} = \frac{1840.66}{0.78} - \frac{1521.48 \times 1.95}{0.9886} = -0.641 \text{ MPa} & \text{traction} \end{cases}$$

Donc, **la section est partiellement comprimée.**

En traçant le digramme des contraintes suivant :

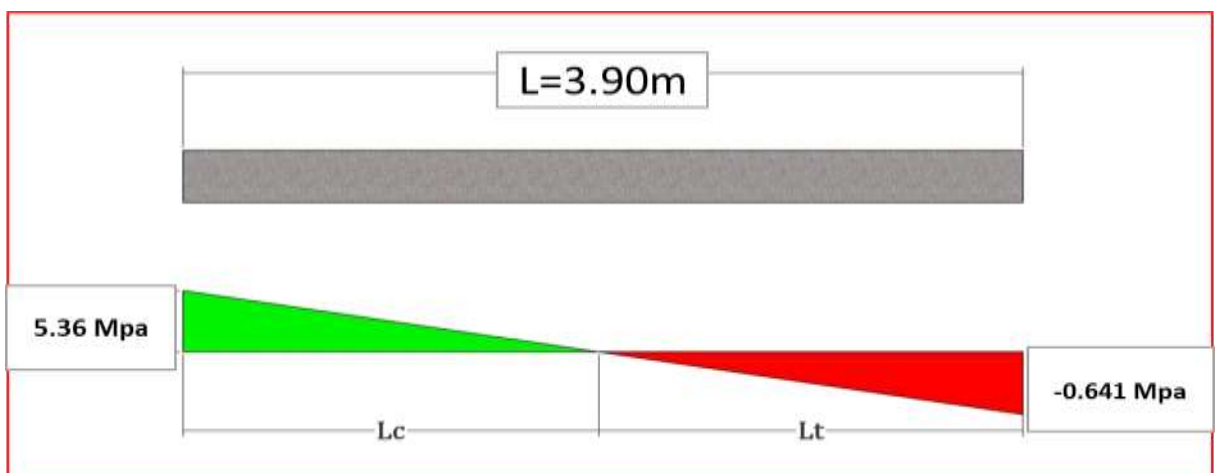


Fig. V. 10 : section partiellement comprimée

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\begin{cases} l_c = \frac{L \times \sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{3.9 \times 5.360}{5.360 + 0.641} = 3.48\text{m} \\ \mu = L - l_c = 3.90 - 3.48 = 0.42\text{m} \end{cases}$$

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

$$T = 0.6412 \times 0.42 \times 0.2 / 2 = 0.02693\text{MN}$$

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.02693}{\left(\frac{400}{1}\right)} = 0.673\text{cm}^2$$

La section d'armature tendue doit être inférieure à celle imposée par RPA99 V2003 pour une zone tendue dans le voile :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% b L_t = 0.2\% \times 20 \times 42 = 1.68\text{cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 1.68\text{cm}^2 > A_s = 0.673\text{cm}^2 \text{ *condition non vérifiée*}$$

Donc cette quantité d'armature pour les deux nappes, la section d'armature pour une seule nappe est la moitié de la section calculée donc : $A_{nappe} = 0.84\text{cm}^2$

- **Aciers de couture :**

$$A_{VJ} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{0.34051}{400} = 9.36\text{cm}^2$$

- **Le ferrailage final :**

$$A_V = A_{VJ} + A_s = 9.36 + 1.68 = 11.04\text{cm}^2$$

- La quantité minimale dans la zone courante doit être supérieure à 0.1% de la section du voile.

- L'espacement en zone d'about égale la moitié d'espace en zone courante

$$s \leq (15 \times a ; 30) = 30\text{cm}$$

On adopte : un espacement inférieur de 30cm en zone courante.

Dans notre cas :

La zone d'about égale à $A = 0.001 \times L = 0.001 \times 3000 = 3\text{cm}^2$.

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% b L = 0.2\% \times 20 \times 390 = 15.60\text{cm}^2$$

Le ferrailage final sera comme suit (pour une seule nappe) :

18T8 avec un espacement égal à **20 cm**

La section totale d'armature dans la section de voile est égale à **18.10cm²**.

Le pourcentage minimal :

Ferrailage minimal selon BAEL 91 mod99 :

$$A_{smin} = \max \left\{ 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{b \times h}{1000} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ 0,23 \times 20 \times 390 \times \frac{2.1}{400} ; \frac{20 \times 450}{1000} \right\} = 9.41\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté} = \mathbf{18.10\text{cm}^2}$$

V.3.3.2. Ferrailage horizontal:

$$A_h = A_v \times \frac{2}{3} = 18.10 \times 0.66 = 11.95\text{cm}^2 / \text{deux faces}$$

$$A_{sh} = 5.98 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

On adopte **30T8** ou **A_{sh} = 15.09cm²** avec un espacement **20cm**

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 251 = 7.53\text{cm}^2$$

$$A_{sh} = 15.09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.53\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

V.3.3.3. Ferrailage transversal des voiles :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans ce qui suit on va récapituler, les résultats de ferrailage des différents voiles.

V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon l'article 7.7.2 de RPA 99 V2003, on doit vérifier la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 0.34051}{0.9 \times 3.9 \times 0.2} = 0.67 \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0.67\text{MPa}} \leq \bar{\tau} = \mathbf{5\text{MPa}} \text{ condition vérifiée}$$

- Selon BAEL91 mod99, on doit vérifier la formule suivante :

Une fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{1.4 \times 0.34051}{3.87 \times 0.2} = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Les tableaux suivants récapitulent l'ensemble des résultats de sollicitations et de ferrailages des voiles ;

Les valeurs de contrainte sont récapitulées dans le tableau suivant :

Voiles (m)	Nmax[KN.m]	Mmax[KN.m]	σ_a [MPa]	σ_b [MPa]
3.90	1840.66	1521.48	5.360	-0.641
2.20	2002.84	374.86	6.881	2.222
1.90	632.85	280.44	9.501	-6.170
1.27	945.24	112.49	5.838	1.603
0.97	736.84	58.93	5.697	1.898

Tab V.4: résultats de sollicitation

Voiles (m)	3.90	2.20	1.90	1.27	0.97
σ_a [MPa]	5.360	6.881	9.501	5.838	5.697
σ_b [MPa]	-0.641	2.222	-6.170	1.603	1.898
μ [m]	0.42	0	0.75	0	0
T[MN]	0.2693	0	0.04627	0	0
A_s [cm ²]	6.73	-	1.15	-	-
A_{smin} (RPA) [cm ²]	1.68	6.6	3.00	3.18	2.91

V[KN]	340.51	149.72	44.79	55.19	2.55
A_{sv} [cm ²]	9.36	4.11	1.23	1.51	0.15
A_s Total [cm ²]	15.60	10.71	4.23	4.69	3.06
Asadopte [cm ²]	18.10	12.07	10.06	7.04	5.03
Description	36T8	24T8	20T8	14T8	10T8

Tab V.5: résultats de sollicitation et de ferrailage des voiles

V.3.5. Schéma de ferrailage des voiles :

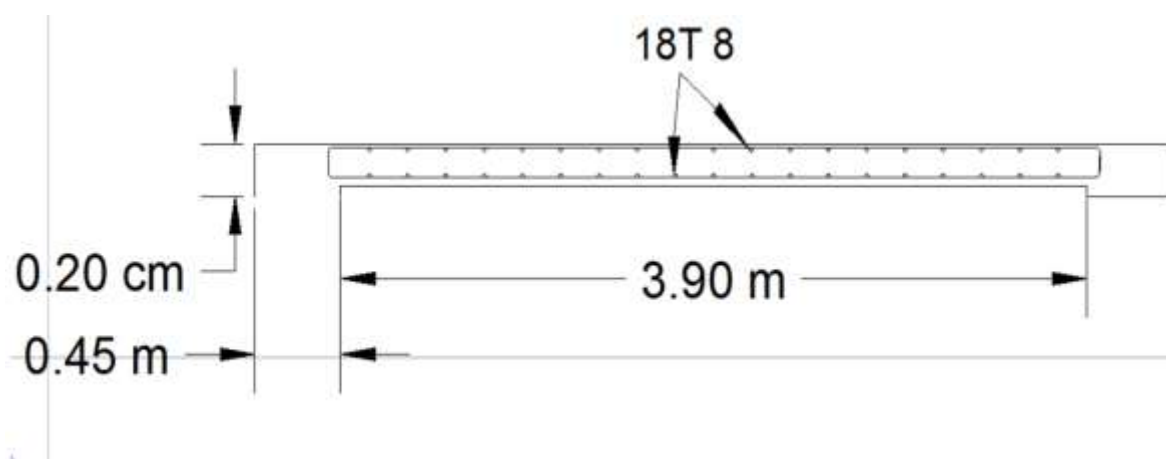


Fig.V.11 : coupe de ferrillage de voile (l = 3.90m)



Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- économie (ferraillage).

Etude du laboratoire de sol :

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible recommandée est de : $1.9bars$.
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1.5 m de profondeur.

VI.2.Choix et type de fondations :

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

La surface de semelle se calculera comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{semelle isolée sous poteau} \quad (A \times B) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \text{semelle continue sous voile} \quad (A \times L) \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \end{array} \right.$$

A, L et B sont les dimensions des semelles, voir figures ci-après :

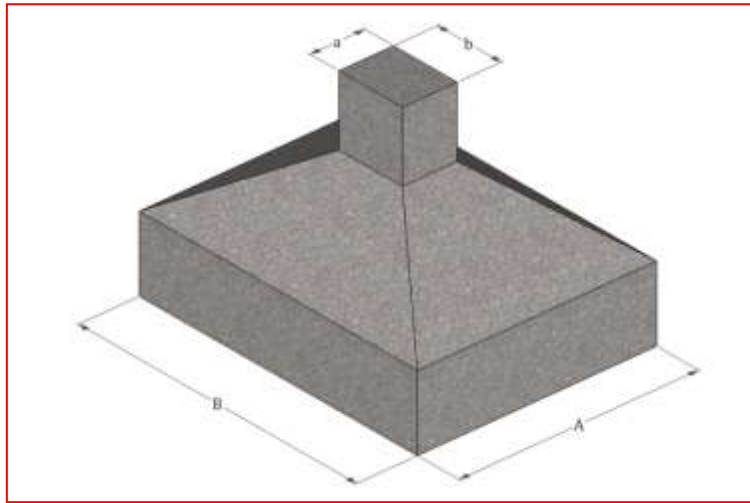


Fig. VI.1 : Présentation des semelles isolées

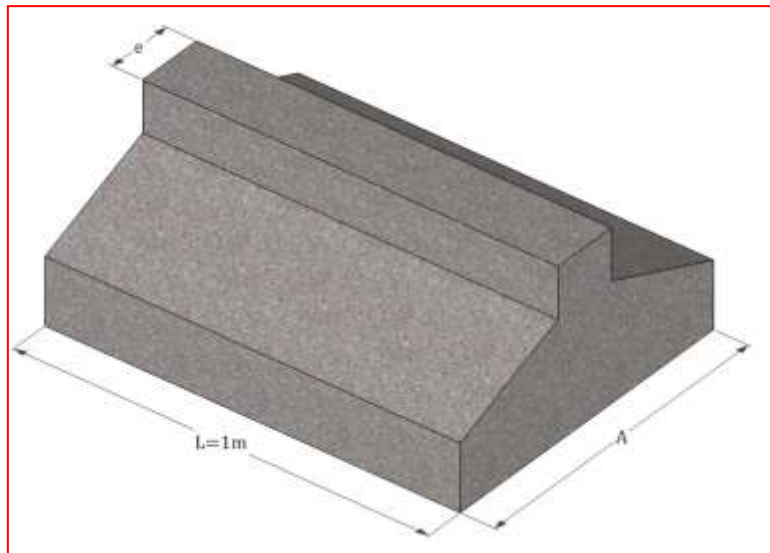


Fig. VI.2 : Présentation des semelles continue

VI.2.1. Calcul de la surface des semelles isolées :

La surface de la semelle isolée se calculera en utilisant l'effort normal de service maximal N_{ser}^{max} à la base du poteau le plus sollicité, le tableau suivant récapitule la somme des efforts revenant normaux maximaux dans les éléments les plus sollicités :

Nmax sous poteaux [KN]	Nmax sous voiles [KN]
34735.08	25019.83

TabVI.1: Les efforts normaux des poteaux et voiles

$$N_{ser}^{max} = 34735.08 + 25019.83 = 59754.91 \text{ KN.}$$

$$S_{semelles} = \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{59754.91}{190} = 314.50 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 443.27 \text{ m}^2$$

VI.2.2. Calcul le taux des surfaces des semelles :

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du batiment}} \times 100 = \frac{314.50}{443.27} = 70.94\%$$

Nous voyons que la surface totale des semelles isolées dépasse la moitié de la surface d'emprise du bâtiment. Donc, nous adoptons un radier générale.

Définition :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature .

VI.3. Pré dimensionnement du radier :

VI.3.1. La hauteur du radier :

a) selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25\text{cm}$).

b) selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 5.5\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{5.50}{8} \leq h \leq \frac{5.50}{5} \Rightarrow 0.69\text{m} \leq h \leq 1.10\text{m}$$

Nous adoptons $h = 80\text{cm}$.

c) Poutre de libage (hauteur de nervure) :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6} \Rightarrow \frac{550}{9} \leq h \leq \frac{550}{6} \Rightarrow 61.11\text{cm} \leq h \leq 91.66\text{cm}$$

Nous adoptons $h_n = 80\text{cm}$.

d) hauteur de débord de radier :

Le débord doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq 40\text{cm}$$

Nous adoptons un débord de hauteur $D = 50\text{cm}$

e) hauteur de la dalle de radier :

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h \geq 27.5\text{cm}$$

Nous adoptons $h_d = 50\text{cm}$.

VI.3.2. Détermination de la surface minimale du radier :

Nous avons :

$$G = 54122.63 \text{ KN}$$

$$Q = 5632.28 \text{ KN}$$

AL'ELS:

$$\begin{cases} N_{ser} = G + Q \\ N_{ser} = 59754.91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{59754.91}{190} \Rightarrow S_{rad} \geq 314.50 \text{ m}^2$$

AL'ELU:

$$\begin{cases} N_{ult} = 1.35G + 1.5Q \\ N_{ult} = 81513.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \times \bar{\sigma}_{sol} = 285 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{ult}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{81513.97}{285} \Rightarrow S_{rad} \geq 286.01 \text{ m}^2$$

$$S_{BA} = 443.27 \text{ m}^2$$

$$S_{débord} = 18.06 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est égale : $\max(S_{bat}, S_{ELU}, S_{ELS}) = S_{bat} + S_{débord}$

$$S_{radier} = 443.27 + 53.55 = 496.82 \text{ m}^2$$

VI.3.3.Vérification :

VI.3.3.1.Vérification de contrainte de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \quad \text{et } d = 0.9 \times h$$

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad} \times b \times d} = \frac{81513.97 \times 5.5 \times 10^{-3}}{2 \times 496.82 \times 1 \times 0.9 \times 0.8} = 0.626MPa$$

$$\tau_u = 0.626MPa \leq 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3.2.Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_n \times f_{c28}$$

u_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h_n : est la hauteur de la nervure

Pour le poteau le plus sollicité : $u_c = 2 \times (a + b + 2h)$

Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1mètre : $u_c = 2 \times (a + 1 + 2h)$

1. Pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 3163.64 \text{ KN et } u_c = 2 \times (0.45 + 0.60 + 2 \times 0.8) = 5.3m$$

$$N_u = 3163.64 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.3 \times 1000 \times 0.8 \times 25 = 4770KN \quad \text{condition vérifiée}$$

2. Pour le voile le plus sollicité :

$$N_u = 2310.61 \text{ KN et } u_c = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.6m$$

$$N_u = 2310.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.6 \times 1000 \times 0.8 \times 25 = 5040KN \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.3.3.3.Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement) :

Nous doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_{eau} \times z$$

P : c'est le poids total

$$P = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}}$$

$$P = 55249.08 + 25 \times 496.82 \times 0.8 = 65185.48 \text{KN} \text{ et } \alpha = 1.5$$

$$P = 65185.48 \text{KN} \geq 1.5 \times 496.82 \times 10 \times 0.8 = 5961.84 \text{KN}$$

Condition vérifiée

VI.3.3.4. Vérification de la stabilité du radier:

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dû aux séismes

$$\text{D'où } M = M_0 + T_0 \times h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16.40 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.15 \text{ m}$$

- **Calcul des moments d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 42382.91 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 7078.85 \text{m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- *Calcul des moments :*

$$\begin{cases} M_{xx} = 4939725.28 + 2199.87 \times 0.8 = 4941485.17 \text{KNm} \\ M_{yy} = 2153599.97 + 2511.11 \times 0.8 = 2155608.85 \text{KNm} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{ren} \times V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{ren} \times V}{I} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Cas	Contrainteen [KN/m ²]			Contrainteen [KN/m ²]		
ELU	Sens x-x	σ_1	216.53	Sens y-y	σ_1	301.10
		σ_2	111.60		σ_2	27.05
		σ_m	190.30		σ_m	232.58
		Vérification	C.V		Vérification	C.V
ELS	Contrainteen [KN/m ²]			Contrainteen [KN/m ²]		
	Sens x-x	σ_1	172.74	Sens y-y	σ_1	257.30
		σ_2	67.80		σ_2	-16.75
		σ_m	146.50		σ_m	188.78
	Vérification	C.V		Vérification	C.V	

TabVI.2:Vérification les contraintes ELU et ELS

Le renversement est vérifié selon les deux sens.

VI.4.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.4.1.Ferraillage de la dalle de radier:

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

VI.4.2.Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.50 \text{ m et } L_y = 4.40 \text{ m}$$

La charge ultime et la charge de de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) :

$$S_{rad} = 496.82m^2$$

$$N_{ult} = 81513.97KN$$

$$N_{ser} = 59754.91 KN$$

$$q_{ult} = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} \times b = \frac{81513.97}{496.82} \times 1 = 164.07KN/ml$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = \frac{59754.91}{496.82} \times 1 = 120.27KN/ml$$

Nous le prend comme un exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.4}{5.5} = 0.80 > 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x \times l_x^2 \times q \\ M_{0y} &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau suivant (Annexe E.3 du BAEL91)

$$\mu_x = 0,056$$

$$\mu_y = 0,595$$

$$A \text{ l'ELU} : \begin{cases} M_{0x} = 0.056 \times 4.40^2 \times 164.07 = 177.87 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0.595 \times 177.87 = 105.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$A \text{ l'ELS} : \begin{cases} M_{0x} = 0.056 \times 4.40^2 \times 120.27 = 130.40 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0.595 \times 130.40 = 77.59 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

En tenant en compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de réduction aux appuis ainsi ,le moment en travée doit être vérifier par la condition suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

A l'ELU

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0.75 M_{0x} = 133.40 \text{KNm}$ $M_a^e = M_a^w = -0.5 \times M_{0x} = -88.94 \text{KNm}$	$M_a^N = -0.5 \times M_{0y} = -52.92 \text{KNm}$ $M_a^S = -0.3 \times M_{0y} = -31.75 \text{KNm}$ $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 89.95 \text{KNm}$

TabVI.3: moments sur appuis et en travée avec ELU

A l'ELS

Sens x-x	Sens y-y
$M_t \geq 0.75 M_{0x} = 97.80 \text{KNm}$ $M_a^e = M_a^w = -0.5 \times M_{0x} = -65.20 \text{KNm}$	$M_a^N = -0.5 \times M_{0y} = -38.80 \text{KNm}$ $M_a^S = -0.3 \times M_{0y} = -23.28 \text{KNm}$ $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 65.95 \text{KNm}$

TabVI.4: Moments sur appuis et en travée avec ELS

c) Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha^{-4}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{177.87 \times 4.40}{2} \times \frac{1}{1 + 0.80^4} = 277.60 \text{KN} \\ V_y = \frac{177.87 \times 5.50}{2} \times \frac{1}{1 + 0.80^{-4}} = 142.13 \text{KN} \end{cases}$$

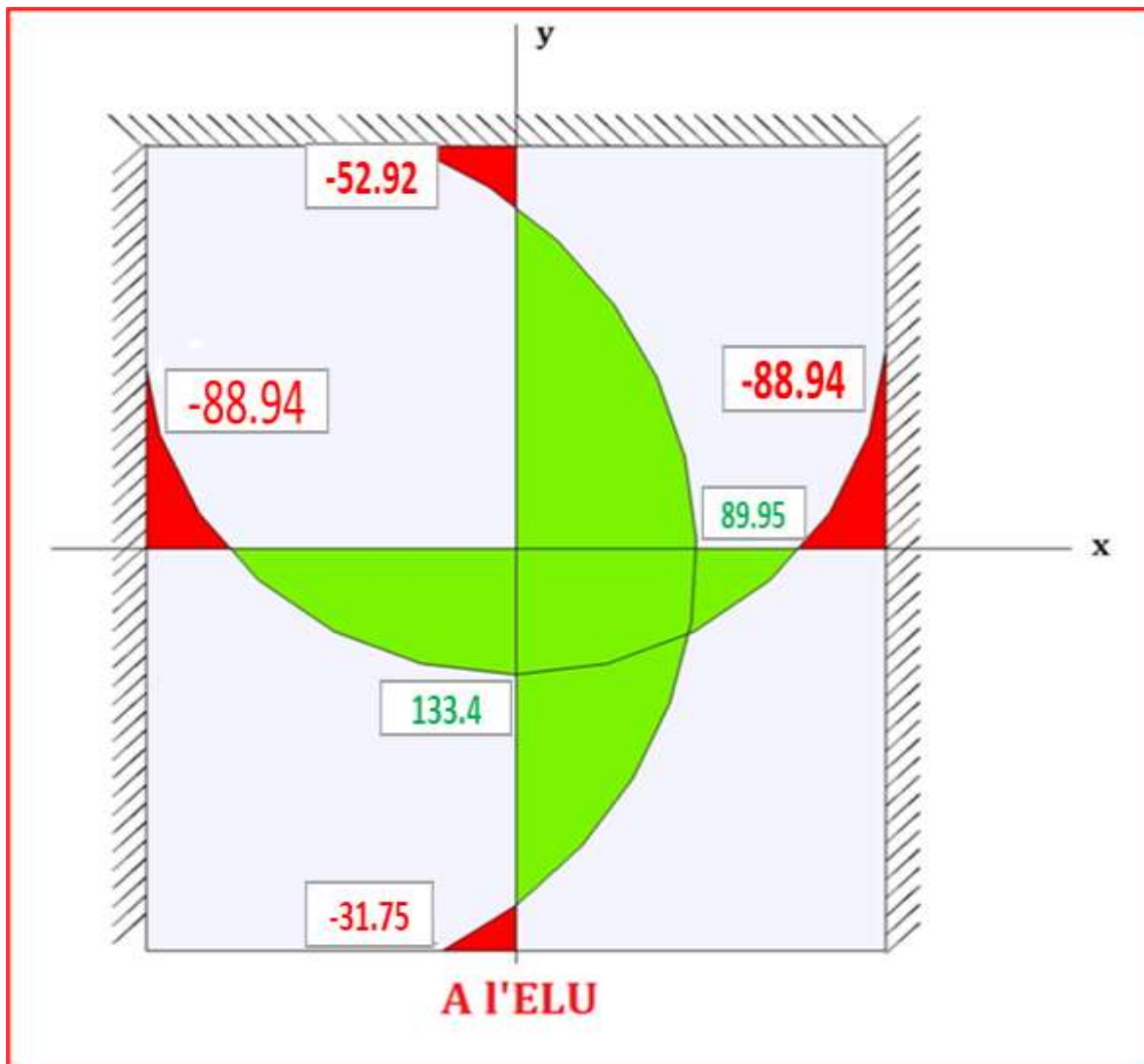
VI.4.3. Diagrammes des sollicitations :*VI.4.3.1. Diagrammes des moments (M [KN.m]) :*

Fig. VI.3 : Diagrammes des moments panneau a l'ELU

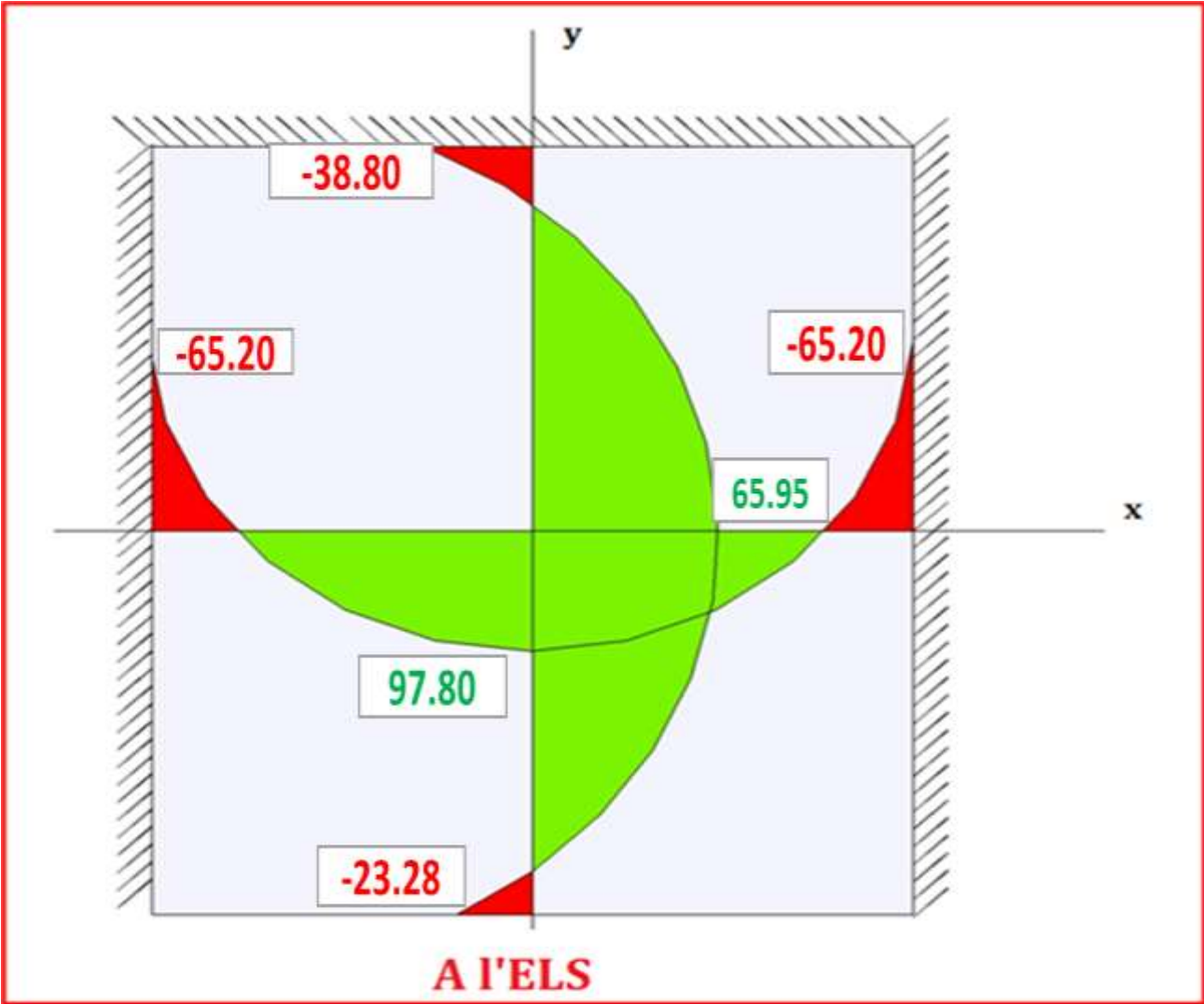


Fig.VI.4 : Diagrammes des moments panneau a l'ELS

VI.4.3.2. Diagramme de l'effort tranchant (V_u [KN]) :

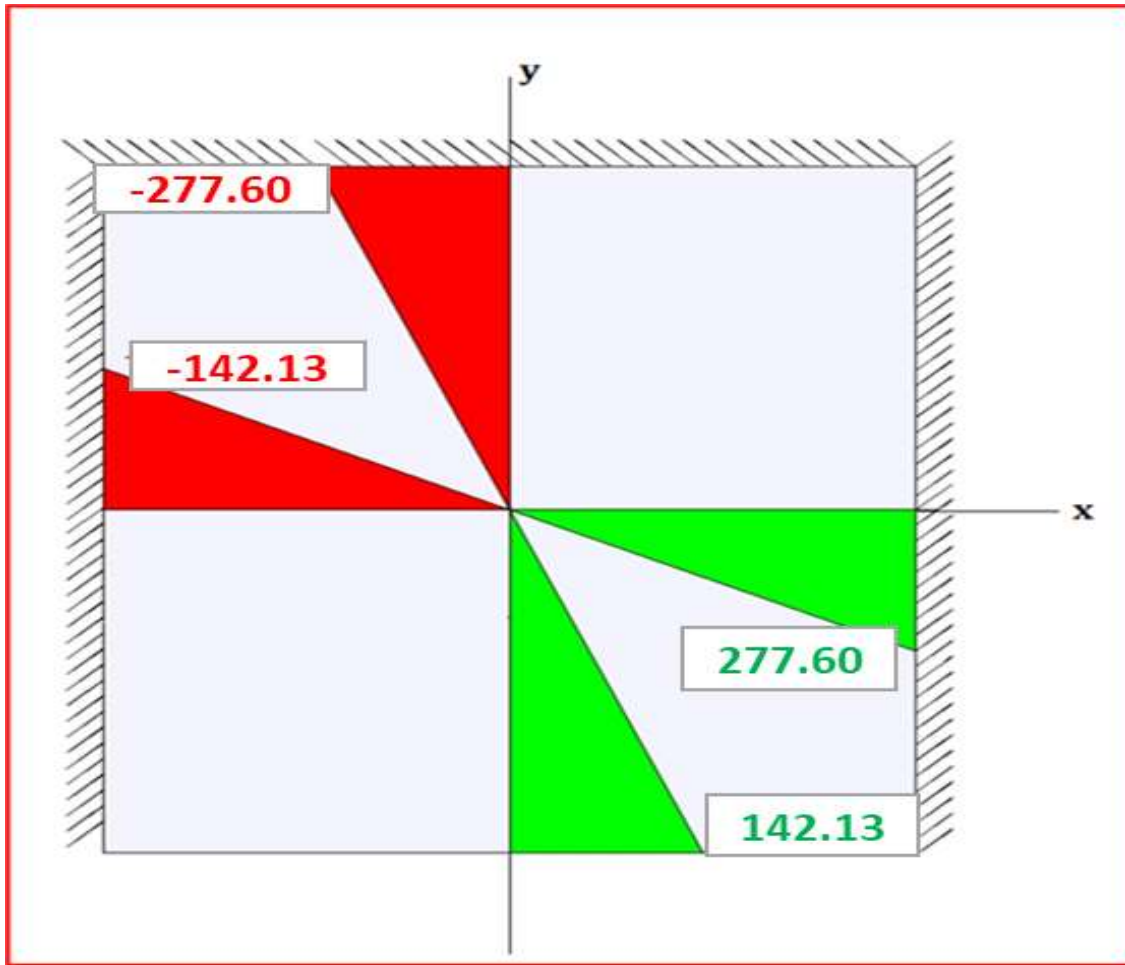


Fig. VI. 5 : Diagrammes des efforts tranchant A L'ELU

VI.4.4. Calcul de ferrailage à l'ELU :

En utilisant le diagramme de la flexion simple, pour le calcul de ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivant :

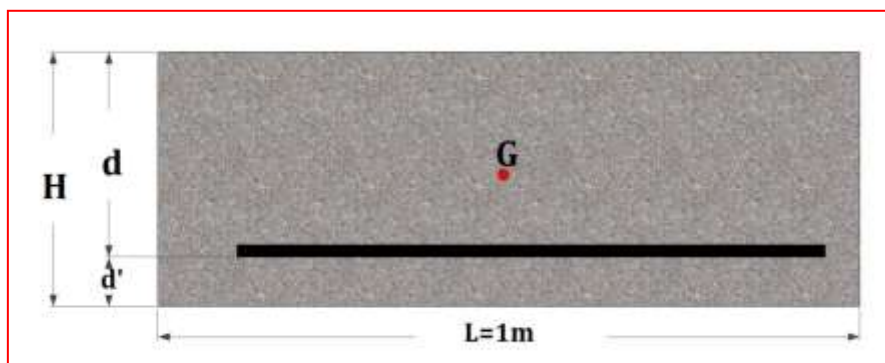


Fig. VI. 6: Bande de calcul

$$b = 100 \text{ cm } h = 50 \text{ cm } d = 45 \text{ cm } d' = 5 \text{ cm.}$$

$$M_u = 133.40 \text{KNm} \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{ser} = 97.80 \text{KNm} \rightarrow G + Q$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{133.40}{97.80} \Rightarrow \gamma = 1.364$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{133.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.046$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.364 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.287$$

$$\mu_{bu} = 0. \leq \mu_{lu} = 0.287$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046})$$

$$\alpha = 0,058 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.27(1 - 0.4 \times 0,058)$$

$$Z_b = 0.439$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{133.40 \times 10^{-3}}{0.439 \times 348} \Rightarrow A_s = 8.73 \text{cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant : **5HA16** avec : $A_s = 10.10 \text{cm}^2$.

- **Ferrailage minimale :**

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400}; \frac{100 \times 27}{1000} \right\} = 5.43 \text{cm}^2$$

$$A_s = 10.10 \text{cm}^2 > A_{s \min} \text{condition vérifié}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Sens		$A_s \text{ calculé } [\text{cm}^2]$	$A_s \text{ min} [\text{cm}^2]$	$A_s \text{ adoptée} [\text{cm}^2]$	Description des barres
$x - x$	travée	8.73	5.43	10.10	5HA16
	appui	5.78	5.43	7.70	5HA14
$y - y$	travée	5.84	5.43	7.70	5HA14
	appuis	3.40	5.43	5.65	5HA12

TabVI.5: résultats de calcul de ferrailage

VI.5. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad d' = 5 \text{ cm}.$$

$$M_{ult} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$M_{ult} = 20.50 \text{ KNm} \text{ et } M_{ser} = 15.03 \text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{20.50}{15.03} \Rightarrow \gamma = 1.363$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.007$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.363 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.287$$

$$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_{lu} = 0.287$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007})$$

$$\alpha = 0.008 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.45(1 - 0.4 \times 0.008)$$

$$Z_b = 0.448$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{0.448 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.31 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimale :**

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400}; \frac{100 \times 27}{1000} \right\} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 3HA16 ou $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
Mser [KNm]	97.80		65.20		65.95		38.80	
A_s [cm ²]	10.10		7.70		7.70		5.65	
Y [m]	0.0102		0.091		0.091		0.079	
I m⁴	29.303742		14.886007		14.886007		11.665239	
Contrainte [MPa]	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	0.03	22.01	0.39	23.58	0.41	23.85	0.26	18.50
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202	15	202	15	202
	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>

TabVI.6: résultats de calcul des contraintes

VI.6. Espacement des armatures :

Selon le *BAEL91 mod99 article 14.II.3*. L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau ci-dessous, dans lequel h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Direction	Charge répartie	Charge concentrée
La plus sollicitée	Min (3h ; 33 cm)	Min (2h ; 22 cm)
La moins sollicitée	Min (4h ; 45 cm)	Min (3h ; 33 cm)

Donc :

Direction	Esp min	Esp adopté
La plus sollicitée(x-x)	$t < 33\text{cm}$	20 cm
La moins sollicitée (y-y)	$t < 45\text{cm}$	20 cm

TabVI.7:L'écartement des armatures d'une même nappe

VI.7. Ferrailage des nervures :

VI.7.1. Les charges revenant aux nervures :

$$q_{ult} = 164.07\text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = 120.27\text{KN/ml}$$

Sens transversal (x-x) :

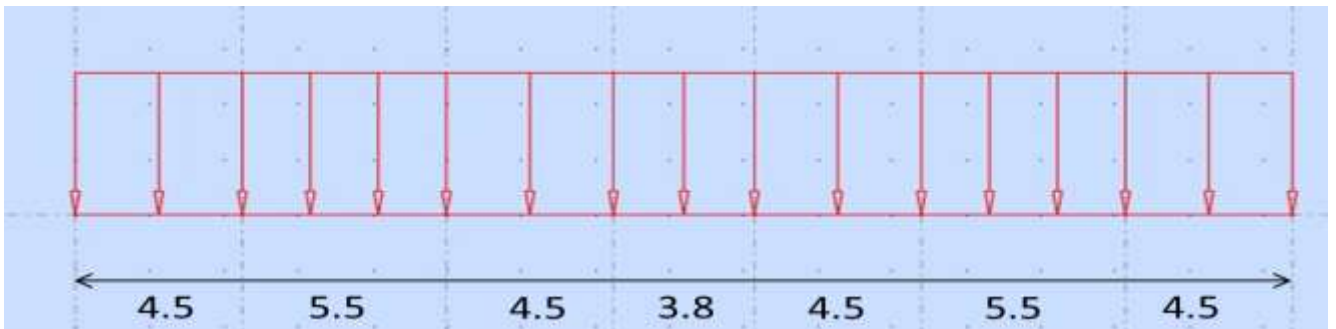


Fig. VI. 6: Schéma statique de la nervure sens xx

Sens transversal (y-y) :

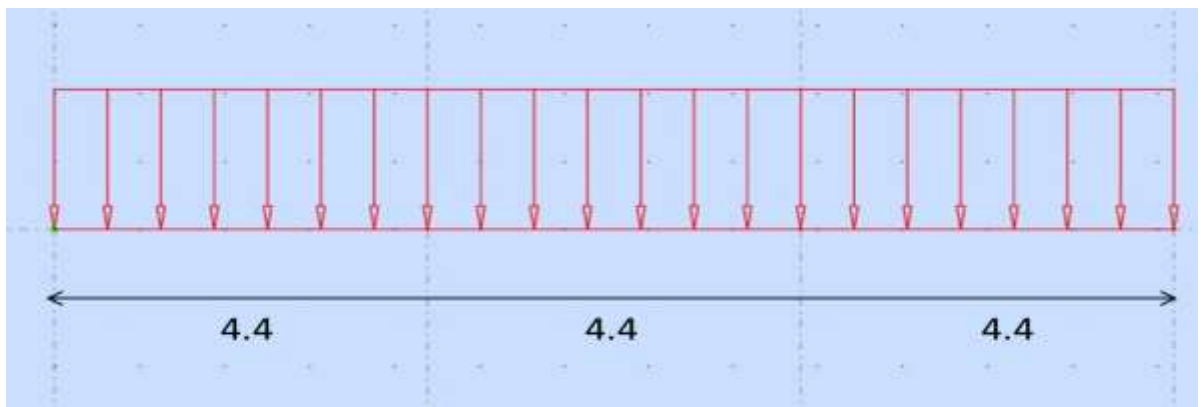


Fig. VI. 7 : Schéma statique de la nervure sens yy

VI.7.2. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **RSA 2024**.

Et on obtient les résultats suivants :

Sens longitudinal (x-x) :

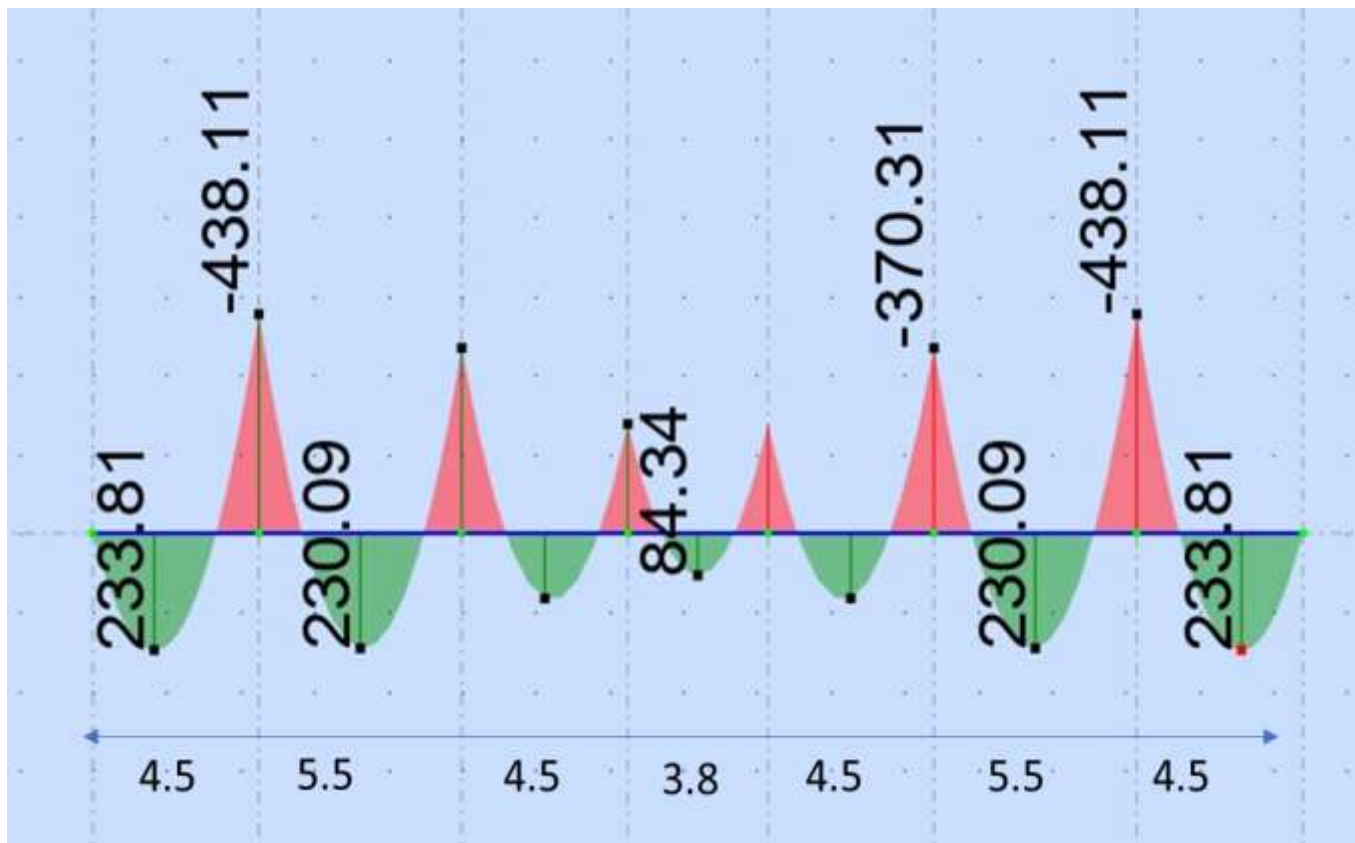


Fig.VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

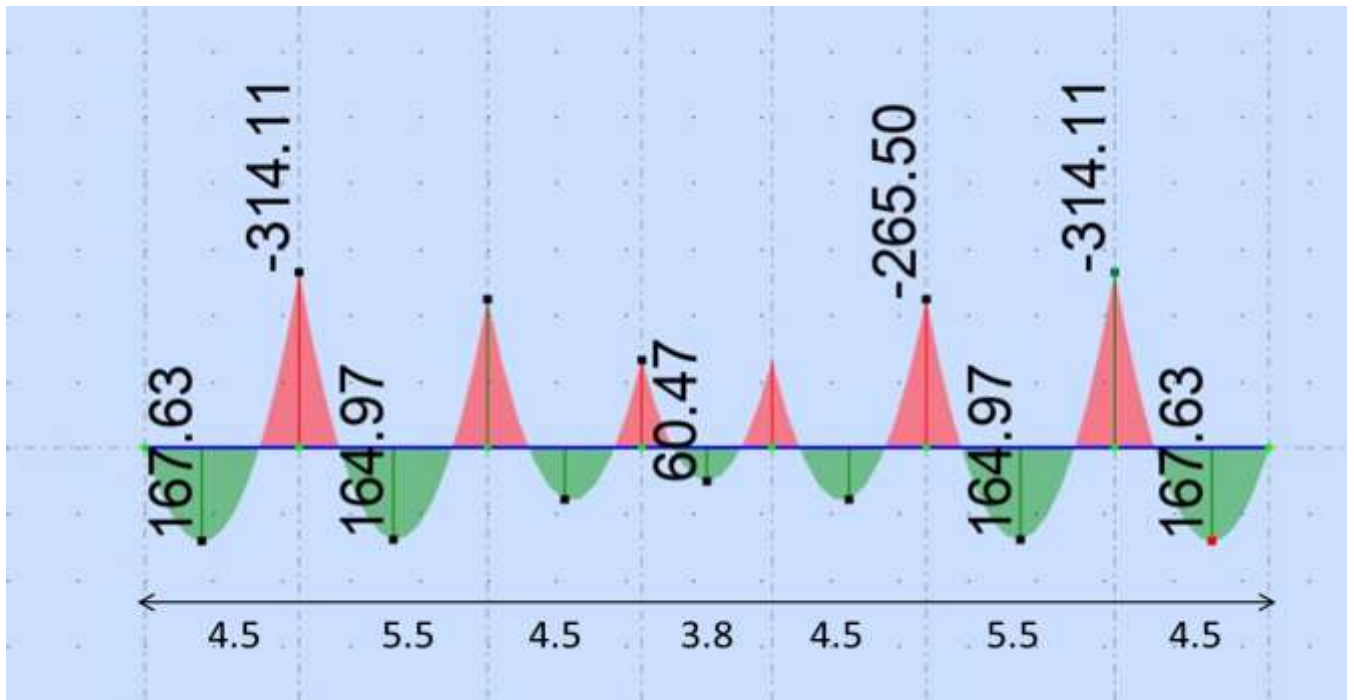


Fig.VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

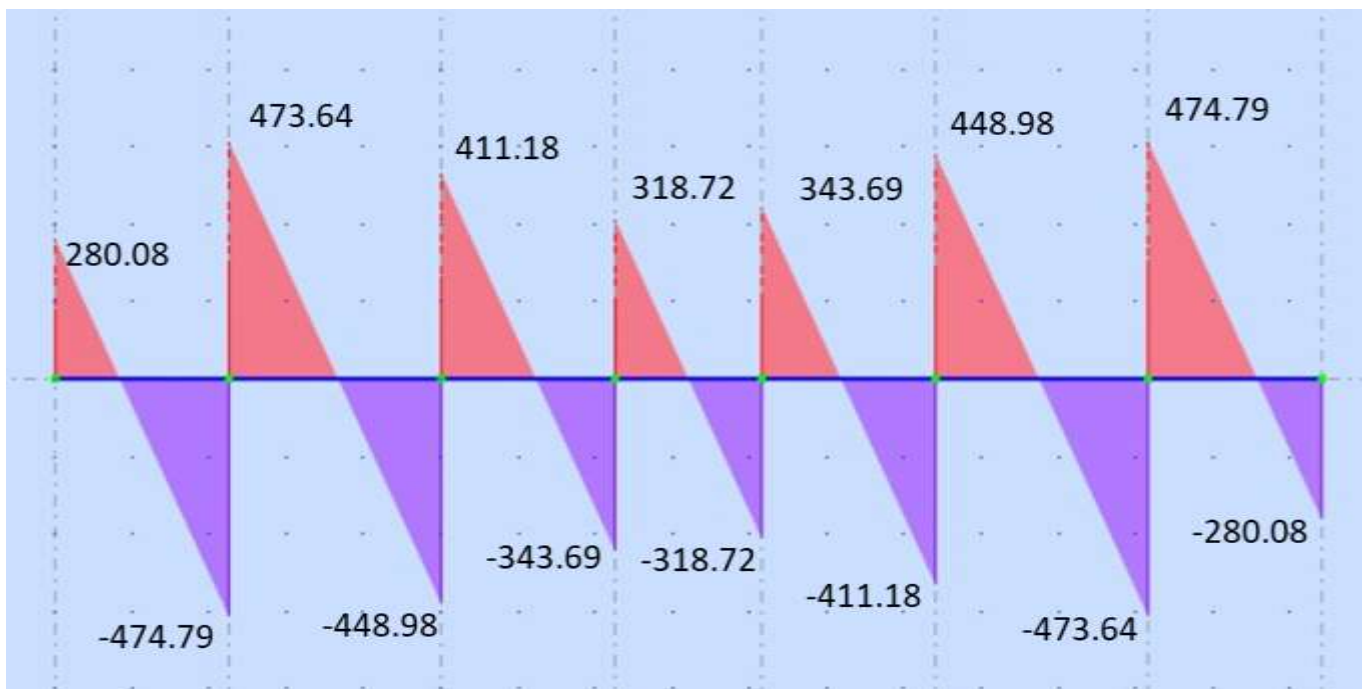


Fig.VI.10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Sens transversal (y-y) :

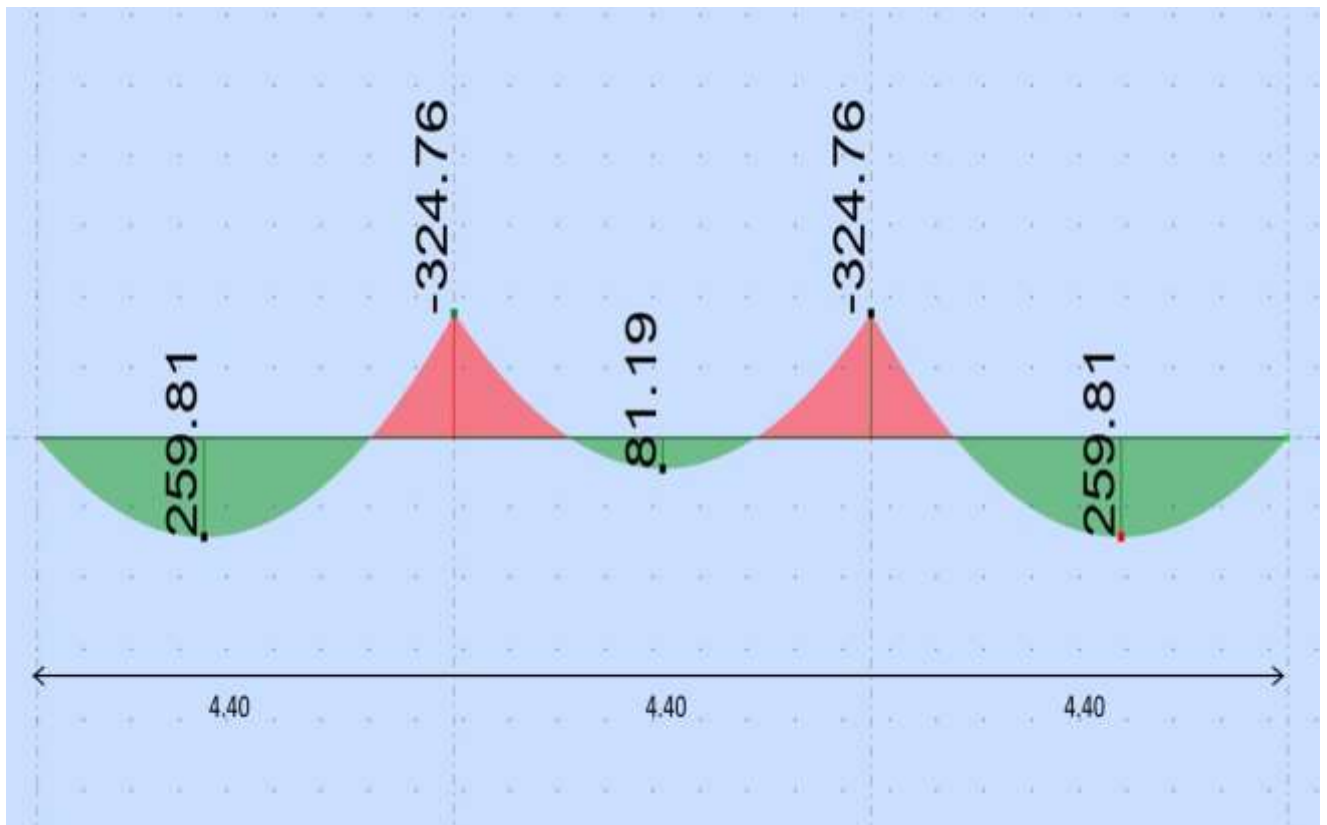


Fig. VI. 11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

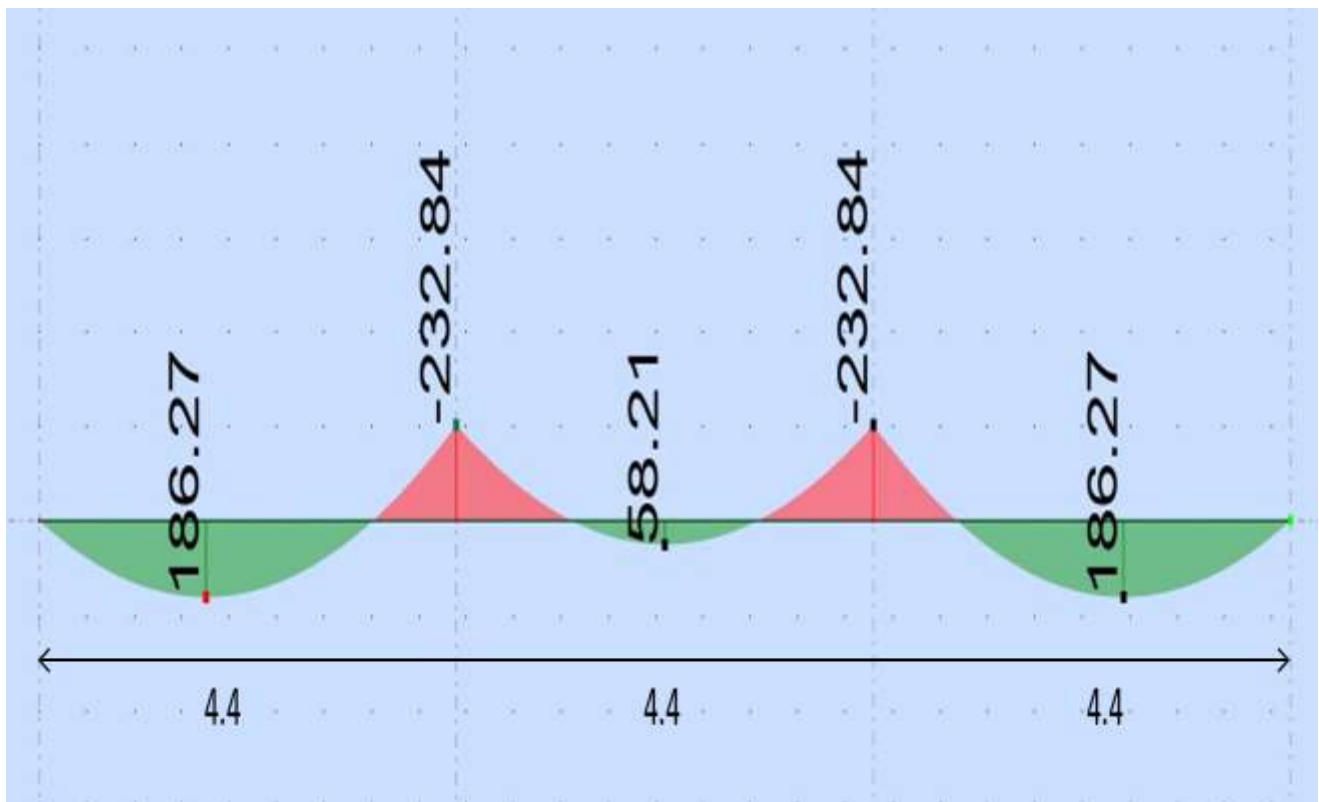


Fig. VI. 12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



Fig. VI. 13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Pour le ferrailage on prend le moment max sur appuis et en travées pour les deux sens.

	Moment en travée [KNm]	Moment sur appuis [KNm]
A P'ELU	233.81	438.11
A P'ELS	167.63	314.11

Tab.VI.8: moments max sur appuis et en travées pour deux sens

Le calcul de ferrailage se fera selon le diagramme de flexion simple:

VI.7.3. En travée :

$$h = 80 \text{ cm et } d = 75 \text{ cm } b = 50 \text{ cm } c = 5 \text{ cm}$$

$$M_u = 233.81 \text{ KNm}$$

$$M_{ser} = 167.63 \text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{233.81}{167.63} \Rightarrow \gamma = 1.394$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{233.81 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.75^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.058$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.394 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.297$$

$$\mu_{bu} = 0.058 \leq \mu_{lu} = 0.297$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058})$$

$$\alpha = 0,074 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.75(1 - 0.4 \times 0,074)$$

$$Z_b = 0.73$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{233.81}{0.73 \times 348} \Rightarrow A_s = 9.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min BAEL} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min BAEL} = \max \left\{ 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400}; \frac{50 \times 75}{1000} \right\} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min RPA} = 0.005 \times b \times h = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.20 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min condition non vérifié}$$

Nous adoptons **6T20** ou $A_s = 18.80 \text{ cm}^2$

VI.7.4. Ferrailage en appui :

$$M_u = 438.11 \text{ KNm}$$

$$M_{ser} = 314.11 \text{ KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{438.11}{314.11} \Rightarrow \gamma = 1.394$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{438.11 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.75^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.11$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.394 - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.297$$

$$\mu_{bu} = 0.11 \leq \mu_{lu} = 0.297$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11})$$

$$\alpha = 0,146 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0.75(1 - 0.4 \times 0.146)$$

$$Z_b = 0.71$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{438.11}{0.71 \times 348} \Rightarrow A_s = 17.73 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min BAEL} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min BAEL} = \max \left\{ 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400}; \frac{50 \times 75}{1000} \right\} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min RPA} = 0,005 \times b \times h = 20,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17,73 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min condition non vérifié}$$

Nous adoptons **6T20** ou $A_s = 18,80 \text{ cm}^2$

VI.7.5. Vérification de la contrainte tangentielle : BAEL91 /Art (A.5.1) :

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{474,79 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,75} = 1,26 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

VI.7.6. Les armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}K)}{0,9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} K = 1, & \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ & \text{pour les armatures droits} \end{cases}$$

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \min(20; 19,2) = 19,2 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}.$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

D'après le *BAEL Art (A.8.1,3)*

Les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$S_t \leq \min(15\phi_l; 40cm, a + 10cm)$$

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

ϕ : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

$$S_t \leq \min(24cm; 40cm, 55cm) \Rightarrow S_t \leq 24cm \text{ Soit } S_t = 15cm.$$

$$A_t \geq \frac{bS_t\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{50 \times 15 \times 1.15 \times (1.26 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 1.509cm^2$$

VI.7.7. Vérifications les armatures transversales :

Les quantités d'armatures transversales dans toutes les sections doit être supérieures à la valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2. Du RPA99 V2003 :

$$A_{min}^t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 1.93cm^2 > A_{min}^t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25cm^2. \text{ condition non vérifie}$$

$$\text{Donc } A_t = 2.25 cm^2$$

Description des armatures :

On adopte : double cadre l'extérieur de $\phi 10$ et l'intérieur de $\phi 8$ ou $A_t = 2.58cm^2$

VI.7.8. Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :

Les règles BAEL91mod.99 préconise dans les articles A.5.1,2,2 et A.7.2,2 de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_{et}}{b \times S_t} = \frac{2.58 \times 400}{50 \times 15} = 1.37 > 0.4MPa \text{ condition vérifie} \\ S_t = 15cm \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 40cm \text{ condition vérifie} \\ \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(160; \frac{550}{35}; \frac{350}{10}\right); \phi_t \leq 15.71mm \text{ condition vérifie} \end{array} \right.$$

VI.7.9. Vérification des contraintes à l'ELS :

il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

	<i>Travée</i>		<i>Appui</i>	
$M_{ser} [KNm]$	167.63	167.63	314.11	314.11
$A_s [cm^2]$	18.80	18.80	18.80	18.80
$Y [m]$	0.749	0.749	0.749	0.794
$I [m^4]$	3.0850	3.0850	3.0850	3.0850
	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	4.06	81.50	7.62	152.72
	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$
	15	202	15	202
	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.VI.9: les résultats de calcul des contraintes

VI.7.10. Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{1 \times 0.80} = 3.75cm^2 = 1.875 cm^2 \text{ par paroi}$$

Soit donc **1HA16 avec $A_s = 2.01 cm^2 / \text{parois}$** .

VI.8.Schéma de ferrailage

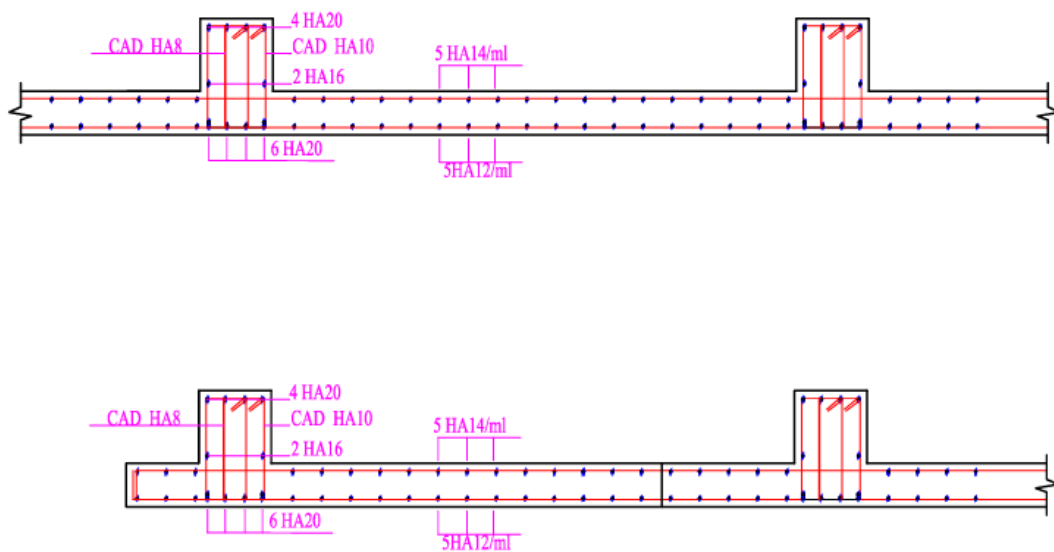


Fig.VI 14: coupe sur le ferrailage sens y – y

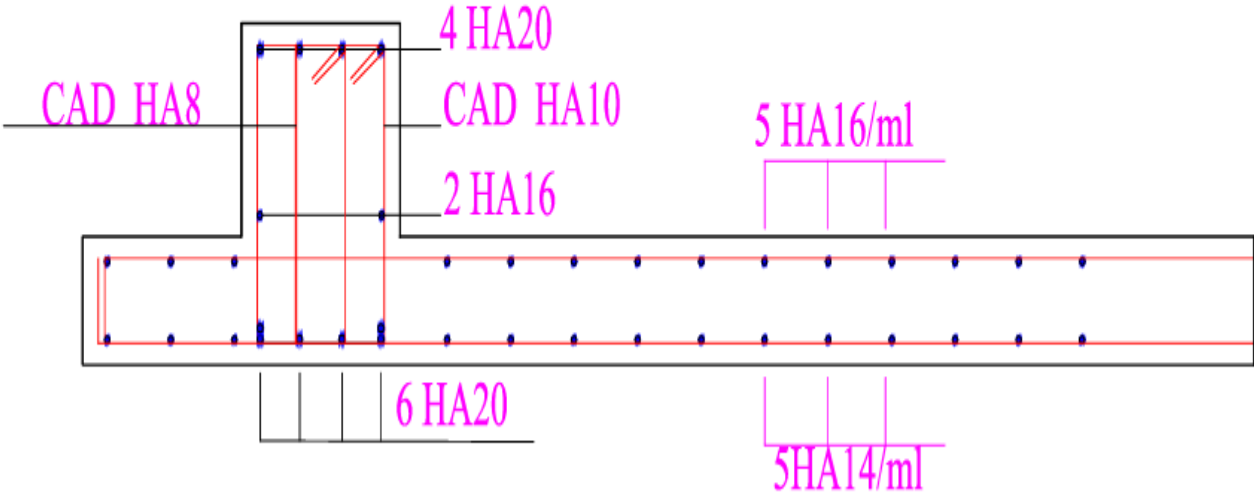


Fig.VI 15: coupe sur le ferrailage sens x – x



Conclusion générale

Conclusion générale :

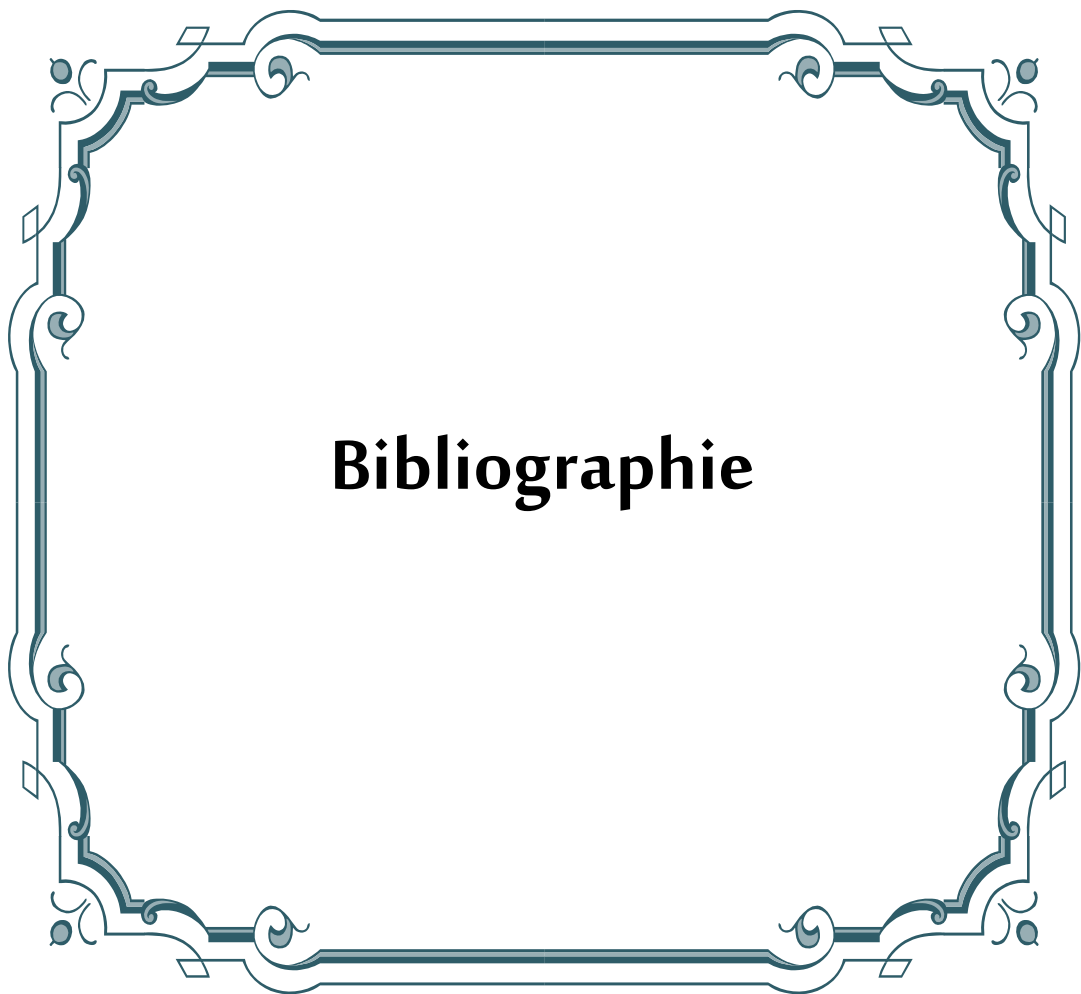
Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le projet que j'ai mené m'a permis d'utiliser des logiciels de calcul, outils devenus indispensables pour l'étude des ouvrages en béton armé. Grâce au logiciel ROBOT, j'ai effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments des structures porteuses.

Je me suis également rendu compte que l'emploi de l'informatique impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail.

Par conséquent, j'ai été amené à exploiter, moyennant certaines vérifications, des résultats pour le dimensionnement des éléments de la structure. Je me suis également familiarisé avec les règlements et règles de construction en béton armé.

Pour la disposition des contreventements que se soit en béton armé ou en charpente métallique ; on a constaté qu'elle présente un facteur beaucoup plus important que la quantité des matériaux à placer dans une structure et elle a un rôle déterminant dans le comportement vis-à-vis du séisme pour cela l'architecte et l'ingénieur civil, doivent collaborer d'emblée afin de maitre un ouvrage qui respecte, conjointement, une conception parasismique judicieuses et bien efficace, ainsi l'expression et l'idée architectural visée.



Bibliographie

Bibliographie :

- ***REGLEMENT***
 - Règles Parasismiques Algériennes.RPA99/Version2003.
 - Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
 - Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
 - D.T.R.B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges exploitation).
- ***LOGICIEL***
 - Logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL 2024.
 - EXEL 2010.
 - WORD 2016.
 - AUTOCAD 2010.