REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 Etages, contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

SLIMANI Foudil

GUIR Younes

Proposé et Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2021

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde à notre promoteur, Mr. SAFIDDINE Salim pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة هيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من +طابق أرضي + 6 طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية عين الدفلى بلدية العطاف المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya Ain Defla, commune El-Attafe classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés: structures, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 6 floors), of use for habitation. It will be built in the province of Ain Defla, commune El-Attafe which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0»

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Liste des matières

Liste des tableaux
Liste des figures
Notations
I.1. Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2
I.2. Destination et situation 2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 2
I.3.1. Dimensions en plan 2
I.3.2. Dimensions en élévation 3
I.4. Conception de la structure 3
I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3
I.4.2. Planchers 3
I.4.3. Maçonnerie 3
I.4.4. L'acrotère 3
I.4.5. Escalier 4
I.4.6. Ascenseur 4
I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux 4
I.5.1. Béton 4
I.5.2. Ciment 4
I.5.3. Granulats 5
I.5.4. Béton armé 5
I.5.4.1. Résistance du béton 5
I.5.4.1.a.Résistance caractéristique à la compression 5
I.5.4.1.b.Résistance caractéristique à la traction 5
I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 6
I.5.5. Acier 6
I.6. Principe de calcul du CBA 93 6

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction 7
II.2. Les plancher 7
II.2.a- Plancher à corps creux 7
II.2.b- Dalle pleine 7
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation 8

II.3.1. Plancher corps creux 8
II.3.1.a. Plancher terrasse 8
II.3.1.b. Plancher courant 8
II.3.2. Dalle pleine 9
II.3.2.a. Terrasse 9
II.3.2.b. Etage courant 9
II.3.3. Maçonnerie 10
II.3.3.a. Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.3.3.b. Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.3.3.c. Surcharges d'exploitation 10
II.4. Les poutres 10
II.4.1. Prédimensionnement 11
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 11
II.4.3. Poutres principales 11
II.4.4-Poutres secondaires 11
II.5. Les poteaux 12
II.5.1. Etapes de prédimensionnement 12
II.5.2. Détermination des charges et surcharges 13
II .5.2.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 13
II .5.2.2. Détermination des charges d'exploitation 14
II .5.2.3. Calcul de la capacité portante $\boldsymbol{N}$ 15
II .5.2.4. Vérification de la capacité portante 15
II .5.2.5. Vérification vis-à-vis du RPA 99 16
II.6. LES VOILES 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 17
III.2. Plancher à corps creux 18
III.2.1. Les poutrelles 18
III.2.1.1. Avant coulage 18
III.2.1.2. Après coulage 18
III.2.1.2.a.Plancher terrasse 19
III.2.1.2.b. Plancher étage courant 23
III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales 28
III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale : 29
III.2.1.2.3 Vérification de la flèche 31
III.2.2. Dalle de compression 31
III.3. Dalle pleine 32

III.3.1. Méthode du calcul....32
III.3.1.1. Définition:....32
III.3.1.2 Principe de calcul:....33
III.3.1.2.a.Travail externe :....33
III.3.1.2.b.Travail interne :....33
III.3.2. Dalle encastré à trios coté....34
III.3.2.1. Déterminations des sollicitations....34
III.3.2.2. Calcul de ferraillage....35
III.3.2.2.1. Armature longitudinales....35
III.3.2.2.2. Verification à l'ELS....35
III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU....35
III.3.3.4. Vérification de la flèche....36
III.4. Escaliers....36
III.4.1.Prédimensionnement....36
III.4.2.Evaluation des charges et surcharges....37
III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU....39
III.4.4.Vérification à l'ELS....40
III.4.5.Vérification de la flèche....40
III.4.6.Calcul de la poutre palière....40

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction....43
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure....43
IV.2.1. Centre de masse....43
IV.2.2. Centre de rigidité....43
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants....44
IV.2.3.1. Les poteaux....44
IV.2.3.2. Les voiles....44
IV.2.4. Excentricité statique (théorique)....46
IV.3. Modélisation de la structure....46
IV.3.1. Introduction....46
IV.3.2. Analyse de notre structure....47
IV.3.2.1. Structure auto-stable....47
IV.3.2.2. Dispositions des voiles....48
IV.3.2.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion....48
IV.3.2.2.3. Excentricité....49
IV.4. Choix de la méthode de calcul....50
IV.4.1. Introduction....50

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 50
IV.4.2.1. Principe de la méthode 50
IV.4.2.2. Modélisation 50
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 50
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 ») 50
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η » 51
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R » 51
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q » 51
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique 52
IV.5.1. Analyse modale 52
IV.5.1.1. Comportement modal 52
IV.5.1.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4) 52
IV.5.1.3. Analyse statique et dynamique 53
IV.5.1.3.1. Stabilité de la structure 53
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6) 53
b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1) 55
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 57
d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »). 58
IV.5.1.3.2. Résistance des éléments 58
a) Vérification de cisaillement des éléments 58
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 60

Chapitre V: Ferraillage des éléments Structuraux

V.1. Introduction 62
V.2. Ferraillage des poutres 62
V.2.1. Recommandation des règlements 62
V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres 62
V.2.2.1. Poutres porteuses 62
V.2.2.2. Poutre non porteuse 63
V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS 63
V.2.3.1. Poutres porteuses 63
V.2.3.2. Poutres non porteuse 64
V.2.4. Vérification de la flèche 64
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 65
V.2.6. Ferraillage transversal des poutres 65
V.3. Ferraillage des poteaux 67
V.3.1. Armatures longitudinales 67
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 67

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 67
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.3.2. Armatures transversales 69
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein) 72
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 72
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.4.1.1. Armatures horizontales 74
V.4.1.2. Armatures transversales 75
V.4.2. Ferraillage des linteaux 75
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 75
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 76

Chapitre VI : Etude de l'infra structure

VI.1.Introduction 79
VI.2. Types de fondations 79
VI.3.1. Caractéristiques du sol 79
VI.3.2. Choix du type de fondations 80
VI.4. Méthode de calcul 80
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 80
VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les semelles : 81
VI.4.2. Semelle filante (continue) 81
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 82
VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 82
VI.4.2.3.Dimensionnement de la poutre de libage 83
VI.4.2.4.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 84
VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement 84
VI.5.Calcul de Ferraillage 85
VI.5.1. Sous un voile 85
VI.5.2. Sous plusieurs poteaux 86
VI.5.2.1. Transversalement : 86
VI.5.2.1.a Armatures principales 86
VI.5.2.1.b Armature de repartitions 87
VI.5.2.2. Longitudinalement 87
VI.5.2.2.a. Calcul des armatures longitudinales 88
VI.5.2.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS 88
VI.5.2.2.c. Vérification du cisaillement de la poutre de libage 88
VI.5.2.2.d. Armatures transversales 88

VI.5.2.2.e. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 88
VI. 6. Les longrines 89
VI.6.1. Introduction 89
VI.6.2. prédimensionnement 90
VI. 6.3. Recommandation des règlements 90
VI. 6.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 91
VI.6.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service 91
VI.6.6. Calcul des armatures transversales 92
Conclusion générale 93

Bibliographie

Annexes

Liste des Tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau II .1 : Les types d'aciers utilisées et leur nuances 6

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse 8
Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant 8
Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse 9
Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant 9
Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple 9
Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs 10
Tableau II.7 : Prédimensionnement des poteaux..... 12
Tableau II .8 : Détermination des charges permanentes. 13
Tableau II .9 : Détermination des charges d'exploitation. 14
Tableau II.10. Capacité portante N pour chaque section de poteau. 15
Tableau. II.11 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal..... 15
Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux..... 15
Tableau II.13 : Les dimensions des éléments structuraux..... 16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. 17
Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées à l'ELU.. 19
Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELS 19
Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées à l'ELU.. 20
Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à4 travées de la terrasse à l'ELS 20
Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées à l'ELU.. 21
Tableau.III.7 : Calcul du moment des poutrelles à 3travées de la terrasse à l'ELS 22
Tableau.III.8: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées à l'ELU... 22
Tableau.III.9 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS 23
Tableau.III.10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées à l'ELU 23
Tableau.III.11 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELS . 24
Tableau.III.12 : Calcul du moment des poutrelles à 4 travées à l'ELU 25

Tableau.III.13 : Calcul du moment des poutrelles à 4 travées de la terrasse à l'ELS 25
Tableau.III.14 : Calcul du moment des poutrelles à 3 travées à l'ELU 26
Tableau.III.15 : Calcul du moment des poutrelles à 3travées à l'ELS 26
Tableau.III.16: Calcul du moment des poutrelles à 2 travées à l'ELU 27
Tableau.III.17 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées dà l'ELS 28
Tableau III.18 : Les moments maximums aux appuis et en travées..... 28
Tableau III.19 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 29
Tableau III.20 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS 30
Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 30
Tableau III.22 : Vérification de la flèche 31
Tableau III.23 : Travail externe et interne..... 35
Tableau III.24 : Combinaisons des charges de la dalle pleine 35
Tableau III.25 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 36
Tableau III.26 : Vérification contrainte à ELS 36
Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 36
Tableau III.28 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine 36
Tableau III.29: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 38
Tableau III.30: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier 38
Tableau III.31: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier. 39
Tableau III.32: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 39
Tableau III.33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 40
Tableau III.34 : Vérification de la contrainte tangentielle 40
Tableau III.35 : Vérification à l'E.L.S 41
Tableau III.36 : Vérification de la flèche de l'escalier 41
Tableau III.37 : Prédimensionnement de la poutre palière. 42
Tableau III.38 : Ferraillage de la poutre palière 43
Tableau III.39 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière 43
Tableau III.40 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 43
Tableau III.41 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui 44
Tableau III.42 : vérifications de la flèche de la poutre palière 44

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1: calcul de center de masse et le center de rigidité 47
Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable. 47
Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion. 48

Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions. 49
Tableau IV.5: Surface revenant aux voiles. 51
Tableau IV.6: détermination du facteur de qualité Q de la structure. 51
Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes..... 52
Tableau IV.8: Participation des masses modale..... 52
Tableau IV.9: Les valeurs de la force sismique. 54
Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 55
Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur. 56
Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement..... 56
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant X..... 57
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y..... 57
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Δ..... 58
Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des poutres. 59
Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des Poteau. 59
Tableau IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 60
Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 60
Tableau IV.20: Vérification de l'effort normal réduit suivant x 60
Tableau IV.21: Dimensions finales des éléments. 61

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse..... 62
Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres porteuse 63
Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse..... 63
Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres..... 63
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS 63
Tableau V.6 : Calcul des armateurs à l'ELS Vérification des contraintes..... 64

Tableau V.7: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS. 64
Tableau V.8: Vérification de section d'armatures..... 64
Tableau V.9: Vérification de la flèche des poutres principales..... 65
Tableau V.10: La section d'armatures transversales..... 65
Tableau V.11: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA 68
Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS 69
Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux..... 71
Tableau V.14: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 72
Tableau V.15: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages 73
Tableau V.16: Vérification des contraintes des voiles pour les étages 73
Tableau V.17: Vérification des contraintes des voiles pour les étages 74
Tableau V.18: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 74
Tableau V.19: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages 74
Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul 77
Tableau V.21: Calcule des armatures..... 77

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 81
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 82
Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 83
Tableau VI.4 : Dimensionnement de la poutre de libage. 84
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 84
Tableau VI.6 : Vérification de la stabilité au renversement. 85
Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 86
Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 86
Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes 86
Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle. 87
Tableau VI.11 : Ferraillages des armatures de répartition de la semelle 87
Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 87
Tableau VI.13 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 88
Tableau VI.14 : Calcul des armatures longit poutre de libage. 88

Tableau VI.15 : Vérifications de la poutre de libage à ELS 88
Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 89
Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines. 91
Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 91
Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales des longrines. 92

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : les dimension en plan 2

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux. 7
Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux..... 9
Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite). 10
Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre..... 11
Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité..... 13
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation 16

Chapitre III : calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent. 17
Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère..... 17
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles à 6 travées 19
Figure III.4 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 6 travées 20
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 6 travée 20
Figure III.6 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 4 travée 21
Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 4travée 21
Figure III.8 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 3 travée 22
Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 3traveé 22
Figure III.10 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travée 23

Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher terrasse 2 travée 23
Figure III.12 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 6 travée 24
Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 6traveé 24
Figure III.14 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 4 travée 25
Figure III.15 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 4traveé 25
Figure III.16 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 3 travée 26
Figure III.17 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 3trav..... 26
Figure III.18 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2travée 27
Figure III.19 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher étage courant 3trave..... 27
Figure III.20 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles..... 28
Fig.III.21 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse..... 31
Figure III.22 : Disposition des armatures de la dalle de compression 32
Figure III.23 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine 34
Figure III.24 : Dimensions de l'escalier..... 36
Figure III.25 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier..... 38
Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S 38
Figure III.27 : Schéma équivalent de la poutre palière 40
Figure III.28 : Tracés de a) M(x) et T(x) à l'ELU et M(x) l'ELS de la poutre palière …. 41
Figure III.29: Ferraillage la poutre palière en appui et en travée…...…. ……. ….42

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux. 44
Figure. IV.2. Disposition finale des voiles..... 48
Figure. IV.3. Les forces agissent sur la stabilité au renversement 55

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres porteuses. 66
Figure V.2: Disposition de ferraillage pour les poutres non porteuses 66
Figure V.3: Disposition de ferraillage pour les Poteaux 71
Figure V.4: Disposition de ferraillage pour les Linteaux 77
Figure V.5: Disposition de ferraillage pour les voiles. 78

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle 82
Figure VI.2: Les dimensions finales des semelles filantes 85
Figure VI.3: Le ferraillage des semelles 89
Figure VI.4:Le ferraillage des longrines 91

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$: Armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : Longueur total.

L_f: Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : Excentricité.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Mètre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β : bras de levier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

u_c : Périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_m: Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

Terr : Terrasse

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul SAP 2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé Socote pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquat.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvé avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

I.2. Destination et situation

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière (en L), comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + Six (06) étages. Il sera implanté dans la wilaya de Ain Defla, commune El-Attaf, classée comme zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 (RPA2003) [1]. Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : **σ = 1,2 bars**.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière en « L », dont les dimensions sont données par la Figure I.1 :

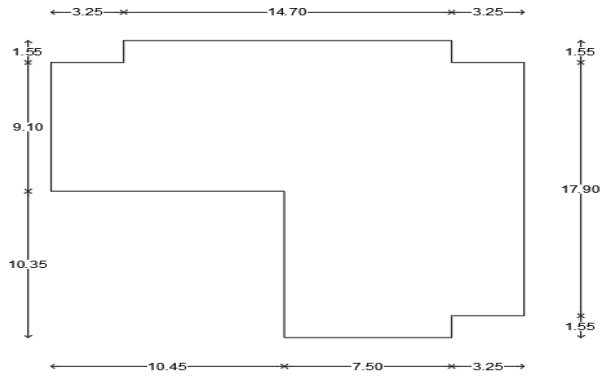


Figure I .1 : Les dimensions en plan

I.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage étudié est régulier en élévation c.-à-d. : sans décrochement. Ses dimensions en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,23 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **22,61 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors le RPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.4.6. Ascenseur

L'arrêté ministériel du 24 janvier 2015 fixant les spécificités techniques du logement promotionnel public, publié dans le Journal officiel № 61, prévoit prévoir un ascenseur au minimum d.une contenance de 8 places (630 Kg), pour les immeubles moyens en R+6 à R+9. A cet effet, on doit avoir un ascenseur dont les dimensions suivantes :

- Cabine : 1200x1300x2135 mm^3 ; Portes : 900x2100 mm^2 ; Gaine : 1600x1600 mm^2
- Profondeur de la cuvette (HSG) : 1060 mm
- Hauteur sous dalle pour contrepoids parachuté (HSK) : 3400+70 mm

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité. La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000 (f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit :} \quad E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\, MPa \tag{I.6}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5\, MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

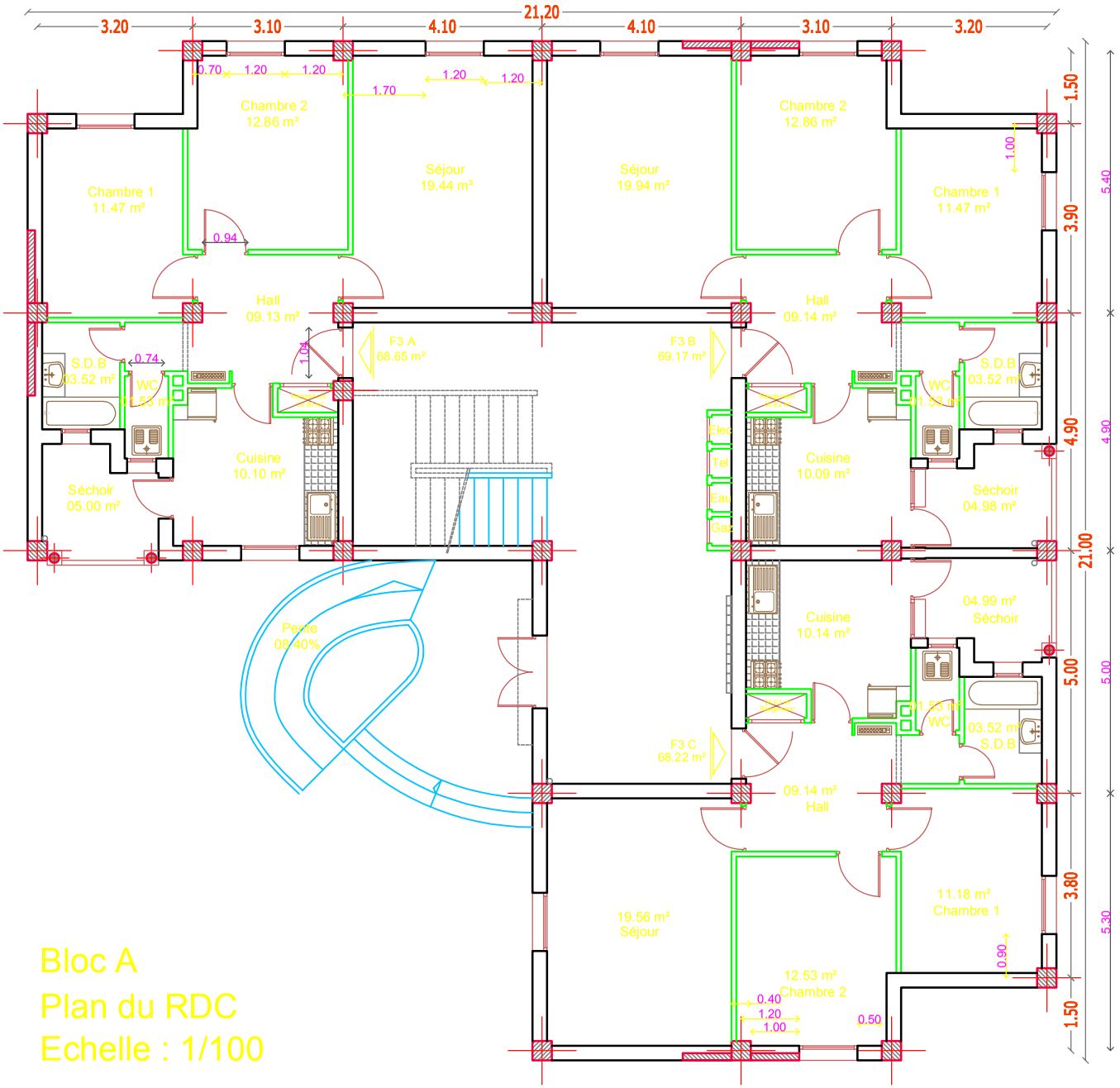
I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

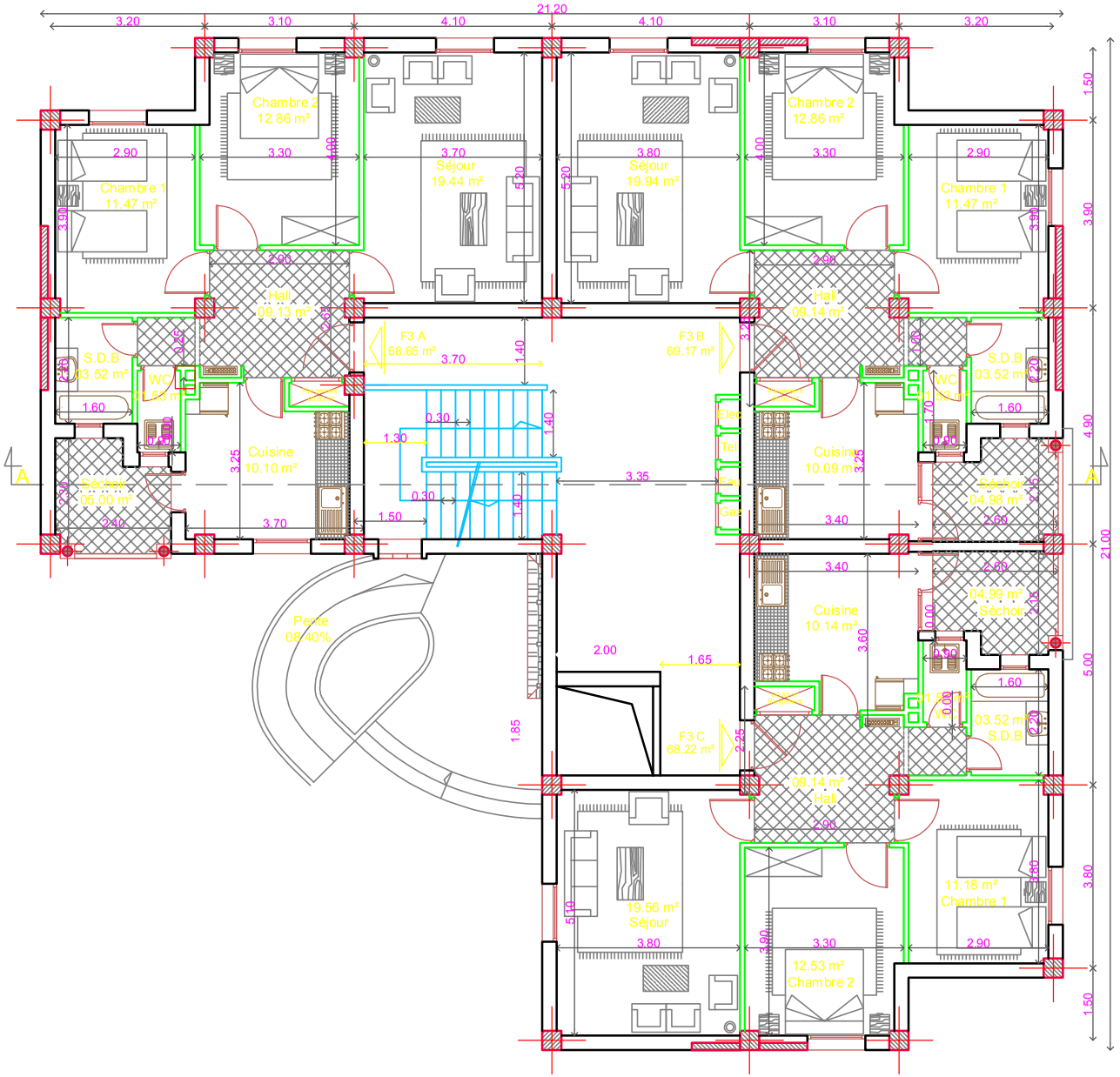
- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.



Bloc A

Plan du RDC

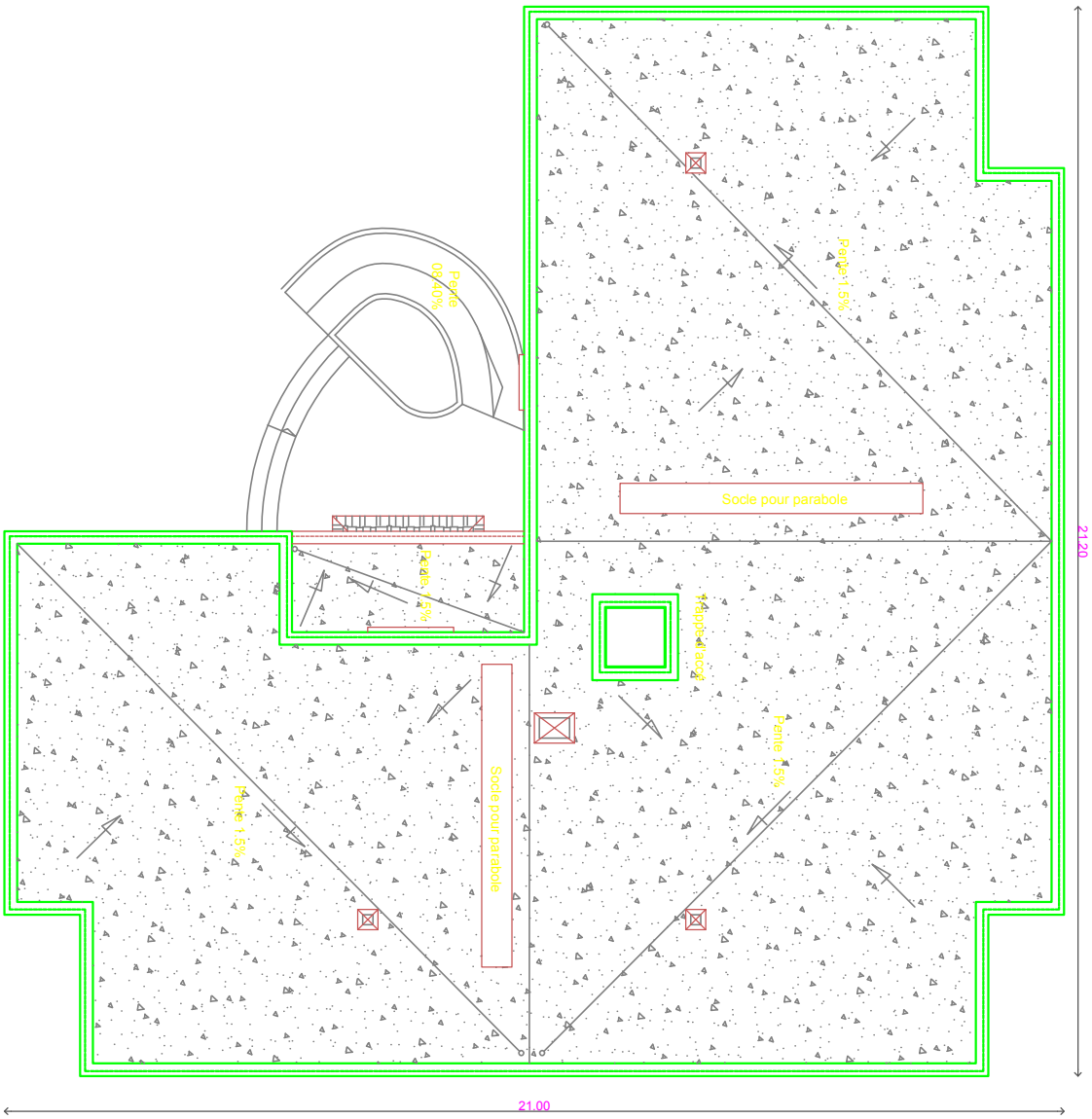
Echelle : 1/100

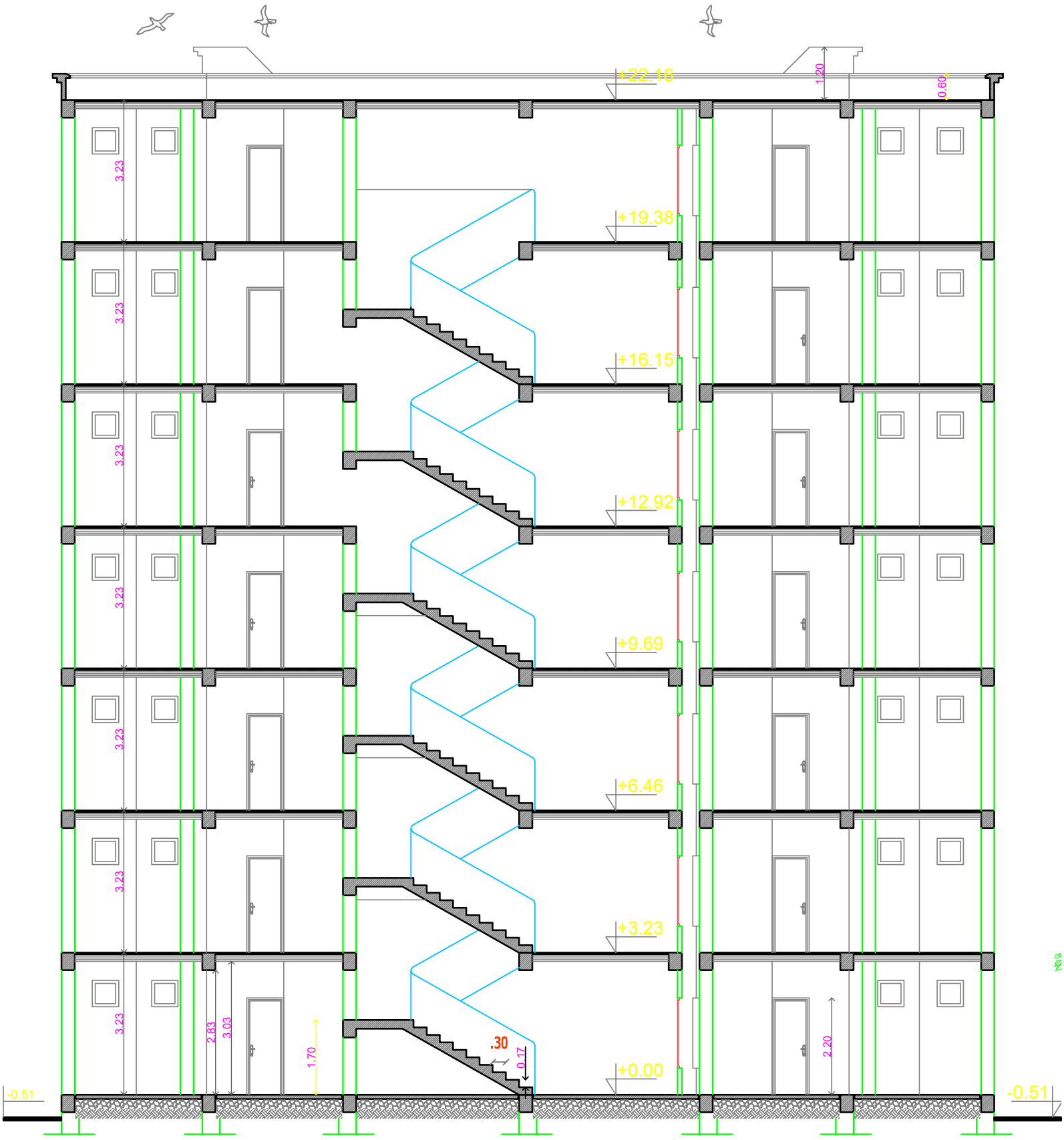


Bloc A

Plan d'étage courant

Echelle : 1/100




+22.18
1.20
0.60
+19.38
+16.15
+12.92
+9.69
+6.46
+3.23
+0.00
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
3.23
2.83
3.03
1.70
.30
0.17
2.20
-0.51
-0.51

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREUX

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages. Sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2.a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \qquad [2]$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4,10 m d'où alors $16{,}4 \text{ cm} \leq h_t \leq 20{,}50 \text{ cm}$

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc : $h_t = (16 + 4)$ cm.

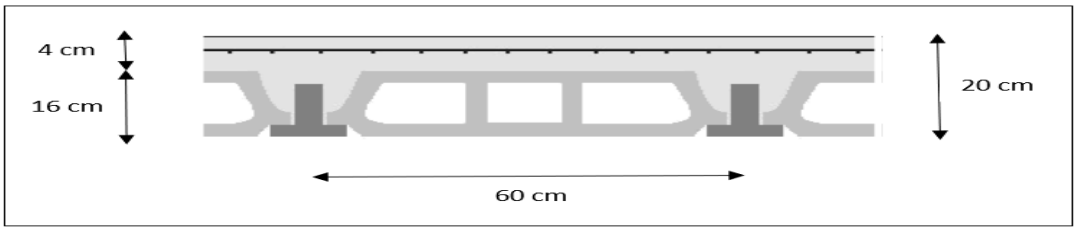


Figure 0.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.2.b- Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) **Critère de résistance**

- Dalle reposant sur 3 appuis : $(Lx/40) \leq ep. \leq (L\ x\ /45)$ [2]

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

ii) **Sécurité contre l'incendie**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

iii) **Condition d'isolation acoustique** $ep \geq 15$cm.

Dans notre cas, on a : L = 4,10 m d'où alors $9{,}11 \text{ cm} \leq h_t \leq 10{,}25 \text{ cm}$

Pour remplir toutes les conditions, et notamment : la condition d'isolation acoustique, on adoptera : ep =15cm

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**6.76**

b) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.16+0.04	2.80
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**5.62**

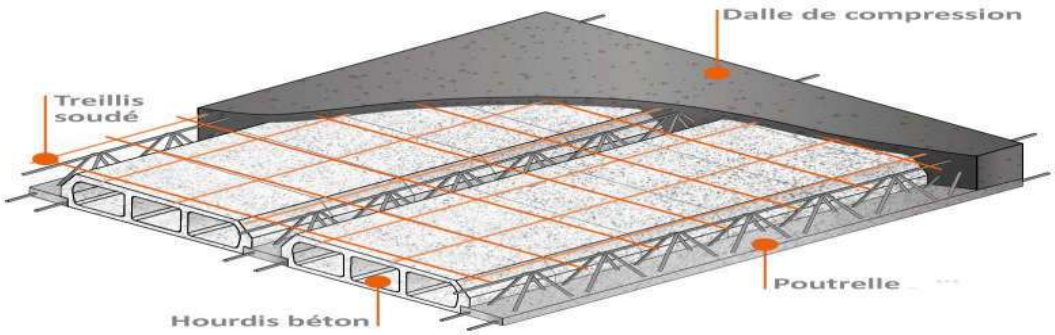


Figure II .2 : Schéma représentatif des composants du plancher à corps creux

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**7.71**

b) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.57**

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
Charge permanente G				**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.52**

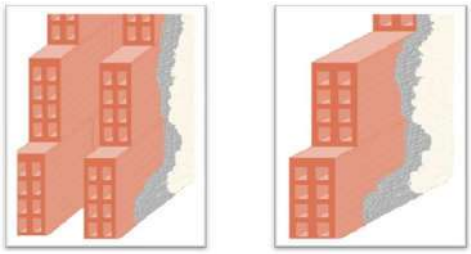


Figure II .3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite).

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible Q = $1kN/m^2$. [3]

Le plancher courant à usage d'habitation Q = $1.5kN/m^2$ [3]

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T. leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1. Prédimensionnement

Elles sont prédimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \qquad [1]$$



Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$b \geq 20cm$; $h \geq 30cm$ [1]

$h/b \leq 4.0$; $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a L_{max}= 5.15 m

Alors : 34,33 ≤ h ≤ 51,5 On prend h = 40 cm

Et 12.00 ≤ b ≤ 28.00 On prend b = 30 cm

- **Vérification selon le RPA99**

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 40 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** L_{max} = 3,80 m

Alors : 25.33 cm ≤ h ≤ 38.00 cm On prend h = 30 cm

Et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 30 cm

- **Vérification selon le RPA99**

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 30 > 30 cm (C.V)

h/b = 1.20 ≤ 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.5. Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but. L'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation : donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.
- Vérification selon RPA99 version 2003

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone III}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases} \quad [1]$$

Selon l'Article B.8.11 du CBA93 Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

On doit vérifier :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \qquad [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul A=B /1000

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec: $\lambda = \frac{l_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique

L_f=0,7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

$i=\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

Tableau 0.7 : Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	$6^{éme}$;$5^{éme}$	$4^{éme}$;$3^{éme}$	$2^{éme}$;$1^{éme}$	RDC
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40	45×45

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

Le potau plus sollicité c'est le potau (**4-F**)

- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (1,900+1,900) x (2,575+2,300) $\Rightarrow$ **S_p=18,525 m^2**

- Surface totale :

S_t=4,100 x 5,175 $\Rightarrow$ **St=21,217m^2**

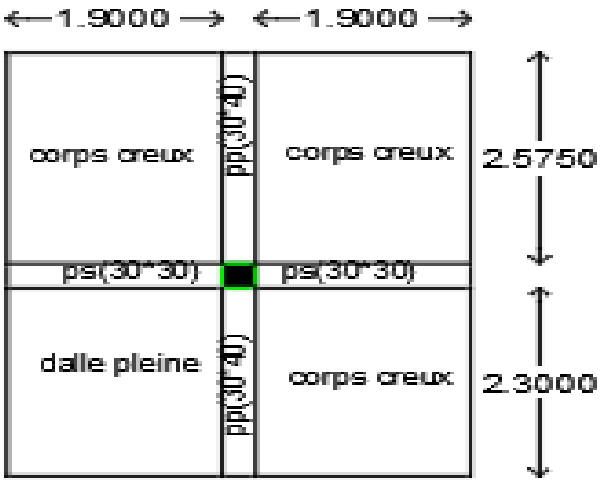


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité

Pour simplifier le calcul on prendre la surface du dalle plein et paillasse d'escaliers comme un dalle plein de (ep=20cm) pour augment la charge permanent (G=7,82 KN/m²) vis-à-vis la sécurité

II .5.2.1. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- G planché= la charge permanent x S planché.
- G poutres (principale, secondaire)=b x h x Lx poids volumique du béton armé.
- G poteau = b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II .8 : Détermination des charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
$6^{éme}$	3,23	30x30	7,3	14,6	8,6	125,2	155,67	155,67
$5^{éme}$	3,23	30x30	7,3	14,6	8,6	113,7	144,18	299,84
$4^{éme}$	3,23	35x35	9,9	14,6	8,6	113,7	146,79	446,63
$3^{éme}$	3,23	35x35	9,9	14,6	8,6	113,7	146,79	593,42
$2^{éme}$	3,23	40x40	12,9	14,6	8,6	113,7	149,82	743,25
1^{er}	3,23	40x40	12,9	14,6	8,6	113,7	149,82	893,06
RDC	3,23	45x45	16,4	14,6	8,6	113,7	153,25	1046,31

II .5.2.2. Détermination des charges d'exploitation

Pour déterminer les charge d'exploitation on utilise la loi dégression (DTR.B.C.2.2 charge permanent et exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ Avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) [3]

- Pour le $\mathbf{6^{éme}}$ étage: Q_0

- Pour le $\mathbf{5}^{\acute{e}me}$ étage: $Q_0 + Q_1$
- Pour le $\mathbf{4}^{\acute{e}me}$ étage: $Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$

- Pour le $\mathbf{3}^{\acute{e}me}$ étage :$Q_0 + 0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le $\mathbf{2}^{\acute{e}me}$ étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le $\mathbf{1}^{\acute{e}me}$ étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le RDC étage : $Q_0 + 0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Avec **Q** niv =**Q** x St

Pour la terrasse **Q** niv = 1 x 21,217

Pour l'étage courent **Q** niv = 1,5 x 21,217

Tableau II .9 : Détermination des charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression	$Q_{cumulé}$(kN)
$6^{éme}$	Q_0	21,218	/	21,218
$5^{éme}$	Q_1	31,826	1	53,044
$4^{éme}$	Q_2	31,826	0.95	81,687
$3^{éme}$	Q_3	31,826	0.90	107,148
$2^{éme}$	Q_4	31,826	0.85	129,427
1^{er}	Q_5	31,826	0.8	148,523
RDC	Q_6	31,826	0.75	164,436

II .5.2.3. Calcul de la capacité portante$\overline{N}$.

On représente les valeurs de Capacité portante $\overline{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10. Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau**.**

NIV	B(mm^2)	A(mm^2)	I(mm^4)	i(mm^2)	Lf(mm)	λ	α	Br(mm^2)	$\overline{N}$ (kN)
6éme	90000	90	6,75E+08	86,60	2261,00	26,11	0,76	78400	1134,44
5ème	90000	90	6,75E+08	86,60	2261,00	26,11	0,76	78400	1134,44
4ème	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261,00	22,38	0,79	108900	1618,09
3ème	122500	122,5	1,25E+09	101,04	2261,00	22,38	0,79	108900	1618,09
2ème	160000	160	2,13E+09	115,47	2261,00	19,58	0,80	144400	2183,58
1er	160000	160	2,13E+09	115,47	2261,00	19,58	0,80	144400	2183,58
RDC	202500	202,5	3,42E+09	129,90	2261,00	17,41	0,81	184900	2830,34

II .5.2.4. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime}) doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.11 :

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

Tableau. II.11 : Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort normal.

NIV	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N}$ (kN)	$1,1N_u \leq \overline{N_U}$(kN)
6éme	155,672	21,218	241,983	266,181	1134,4377	CV
5ème	299,839	53,044	484,348	532,782	1134,4377	CV
4ème	446,630	81,687	725,481	798,030	1618,08929	CV
3ème	593,421	107,148	961,841	1058,025	1618,08929	CV
2ème	743,241	129,427	1197,515	1317,267	2183,58083	CV
1er	893,060	148,523	1428,415	1571,257	2183,58083	CV
RDC	1046,312	164,436	1659,174	1825,092	2830,34461	CV

II .5.2.5. Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1. h_1) ≥ 30 cm. En zone III
- Min (b_1. h_1) ≥ h_e / 20 [1]
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Tableau. II.12 : Vérification du coffrage des poteaux

Niveau	$b_1 \times h_1$	$\frac{h_e}{20}$	Min (b1, h1)≥30 cm	Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}<\frac{b1}{h1}<4$
$6^{éme}$; $5^{éme}$	30×30	16,15	CV		
$4^{éme}$; $3^{éme}$	35×35	16,15			
$2^{éme}$; 1^{er}	40×40	16,15			
RDC	45×45	16,15			

II.6. LES Voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Avec la longueur minimale L ≥ 4a. Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De

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

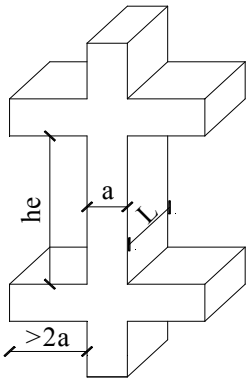


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.

Avec :

he = Hauteur totale de l'étage – Hauteur la plus petite des poutres reposantes sur les voiles

En revanche, on doit vérifier la condition suivante : **a** ≥ MAX (he / 22 ; 15 cm).

Pour notre structure, on a : he =3,23-0,30= 2.93 m (pour tous les niveaux).

On trouve : (he/22) = 13,31 cm alors ; **a** ≥ max (13,31cm ; 15cm)= 15 cm.

Donc, on adopte l'épaisseur : a = 15 cm, mais les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

Pour récapituler, toutes les dimensions des éléments structuraux sont résumées sur le Tableau II.13.

Tableau II.13 : Les dimensions des éléments structuraux

Etage	RDC	1	2	3	4	5	6
Poteaux	45x45 cm²	40x40 cm²		35x35 cm²		30x30 cm²	
Poutres principales	30 x 40 cm²						
Poutres secondaires	30 x 30 cm²						
Voiles	Epaisseur 15 cm ²						

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

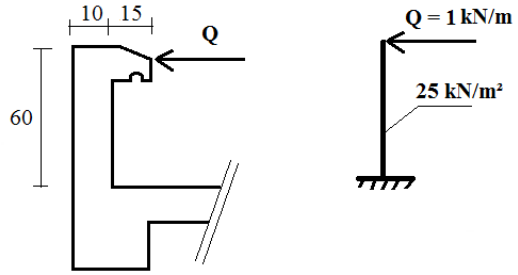


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8= 2x2,01	25	20

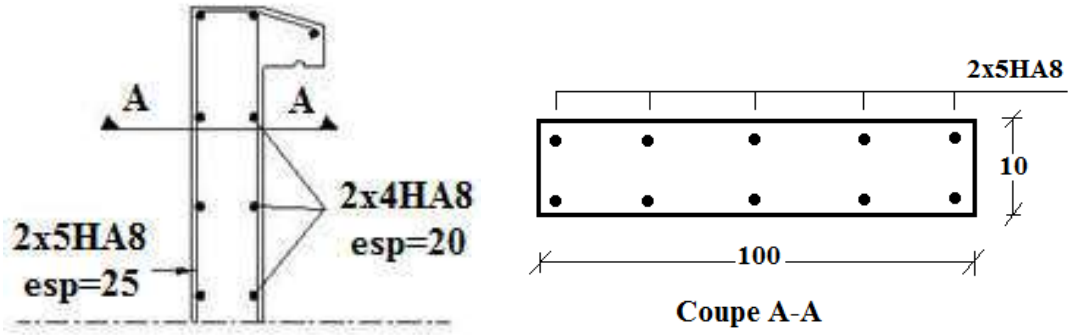


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d:(2x (0,65/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage comme suite :

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe A), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura quatre types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 2 travées
- Poutrelle à 3 travées
- Poutrelle à 4 travées
- Poutrelle à 6 travées

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe B), Si les conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse .Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe C).

a) Plancher terrasse

- **Poutrelle à 6 travées**

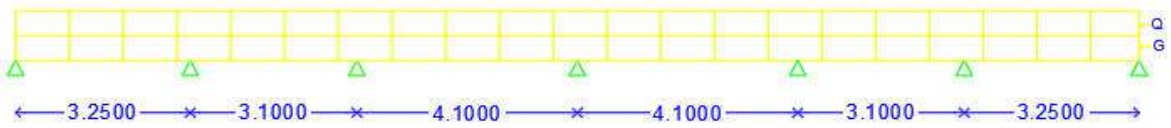


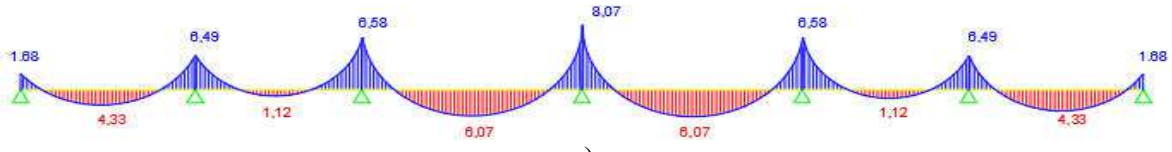
Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles à 6 travées avec les dimensions

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELU

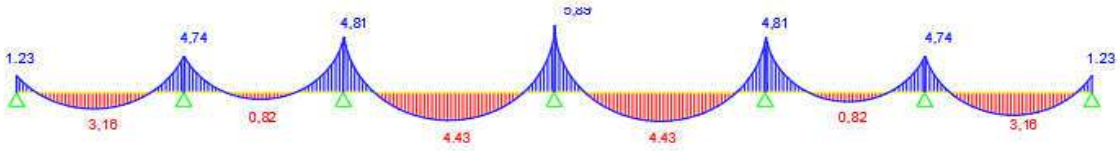
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	6,38	3,25	3.25	8,42	-1,68	-6,49	4,33	8,88	-11,84
2-3	6,38	3,10	2,48	7,66	-6,49	-6,58	1,12	9,85	-9,91
3-4	6,38	4,10	3,28	13,40	-6,58	-8,07	6,07	12,71	-13,43
4-5	6,38	4,10	3,28	13,40	-8,07	-6,58	6,07	13,43	-12,71
5-6	6,38	3,10	2,48	7,66	-6,58	-6,49	1,12	9,91	-9,85
6-7	6,38	3,25	3,25	8,42	-6,49	-1,68	4,33	11,84	-8,88

Tableau.III.3 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
1-2	4,66	3,25	3.25	6,15	-1,23	-4,74	3,16
2-3	4,66	3,10	2,48	5,59	-4,74	-4,81	0,82
3-4	4,66	4,10	3,28	9,78	-4,81	-5,89	4,43
4-5	4,66	4,10	3,28	9,78	-5,89	-4,81	4,43
5-6	4,66	3,10	2,48	5,59	-4,81	-4,74	0,82
6-7	4,66	3,25	3,25	6,15	-4,74	-1,23	3,16



a)



b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 6 travées a) l'ELU et b) l'ELS

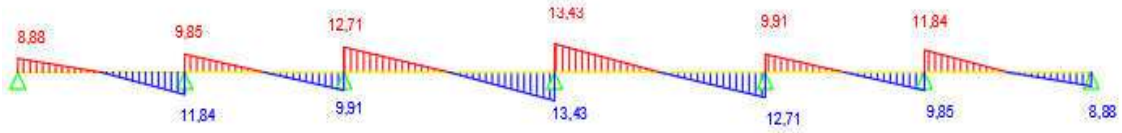


Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 6 travée

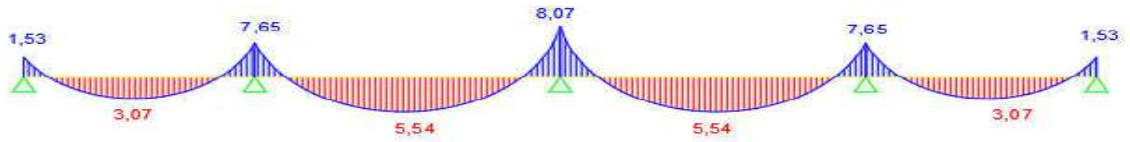
- **Poutrelle à 4 travées**

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 4 travées de la terrasse à l'ELU

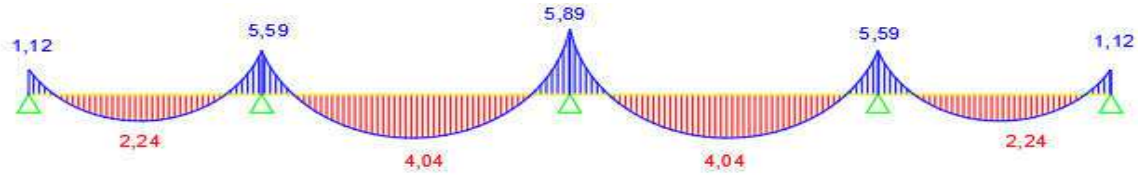
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
2-3	6,38	3,10	3,10	7,66	-1,53	-7,65	3,07	7,91	-11,86
3-4	6,38	4,10	3,28	13,40	-7,65	-8,07	5,54	12,97	-13,17
4-5	6,38	4,10	3,28	13,40	-8,07	-7,65	5,54	13,17	-12,97
5-6	6,38	3,10	3,10	7,66	-7,65	-1,53	3,07	11,86	-7,91

Tableau.III.5 : Calcul du moment des poutrelles à4 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
2-3	4,66	3,10	3,10	5,59	-1,12	-5,59	2,24
3-4	4,66	4,10	3,28	9,78	-5,59	-5,89	4,04
4-5	4,66	4,10	3,28	9,78	-5,89	-5,59	4,04
5-6	4,66	3,10	3,10	5,59	-5,59	-1,12	2,24



a)



b)

Figure III.6 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 4 travée a) ELU et b) ELS

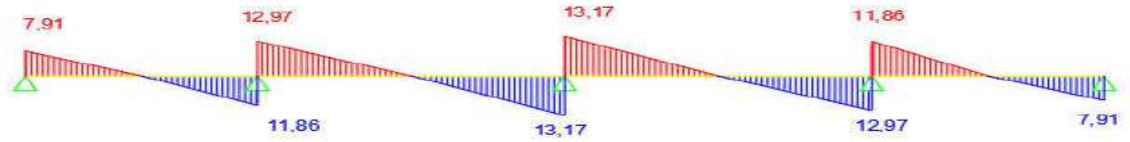


Figure III.7: Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 4 travée

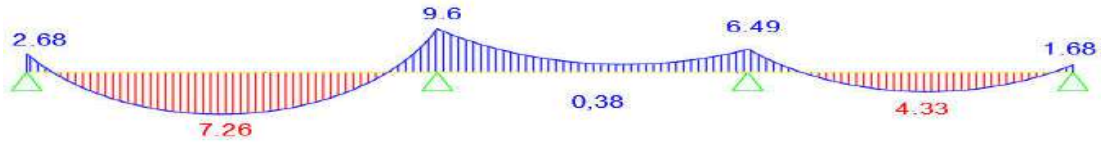
- **Poutrelle à 3 travées**

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELU

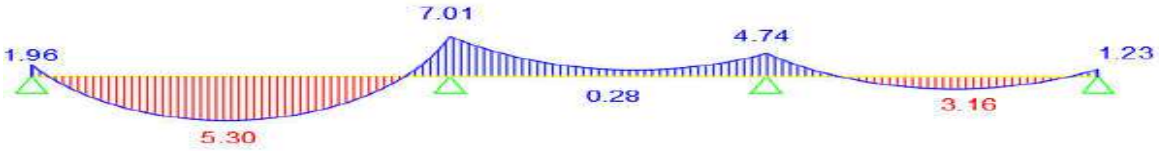
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
4-5	6,38	4,10	4,10	13,40	-2,68	-9,60	**7,26**	11,38	-14,76
5-6	6,38	3,10	2,48	7,66	-9,60	-6,49	-0,38	10,88	-8,88
6-7	6,38	3,25	3,25	8,42	-6,49	-1,68	4,33	11,84	-8,88

Tableau.III.7 : Calcul du moment des poutrelles à 3travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
4-5	4,66	4,10	4,10	9,78	-1,96	-7,01	**5,30**
5-6	4,66	3,10	2,48	5,59	-7,01	-4,74	-0,28
6-7	4,66	3,25	3,25	6,15	-4,74	-1,23	3,16



a)



b)

Figure III.8 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 3 travée a) l'ELU et b) l'ELS

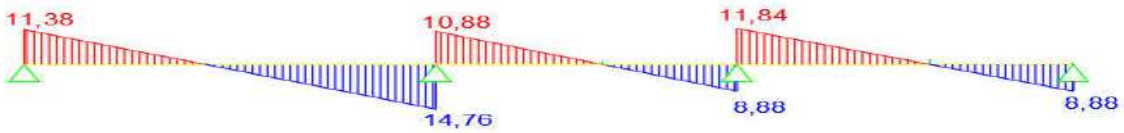


Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 3traveé

- **Poutrelle à 2 travées**

Tableau.III.8: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU

Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
4-5	6,38	4,10	4,10	13,40	-2,68	**-10,28**	6,92	11,22	**-14,92**
5-6	6,38	3,10	3,10	7,66	**-10,28**	-1,53	1,75	12,71	-7,06

Tableau.III.9 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
4-5	4,66	4,10	4,10	9,78	-1,96	**-7,51**	5,05
5-6	4,66	3,10	3,10	5,59	**-7,51**	-1,12	1,28

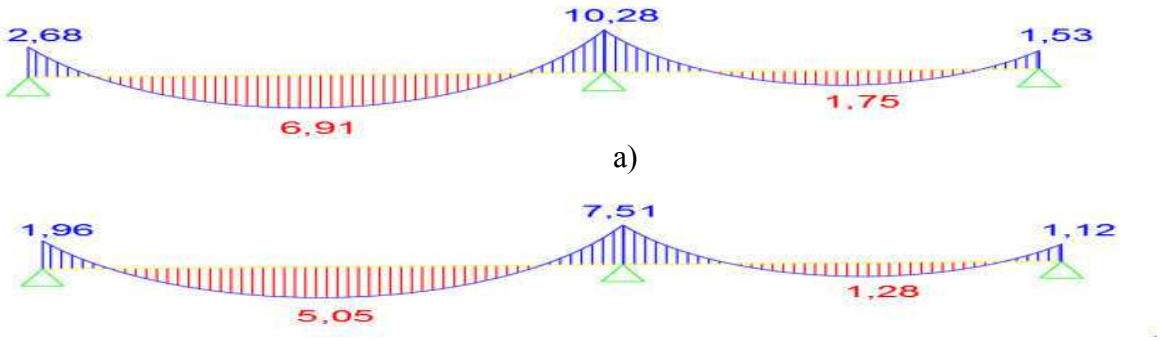


Figure III.10 : Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travée a) l'ELU et b) l'ELS

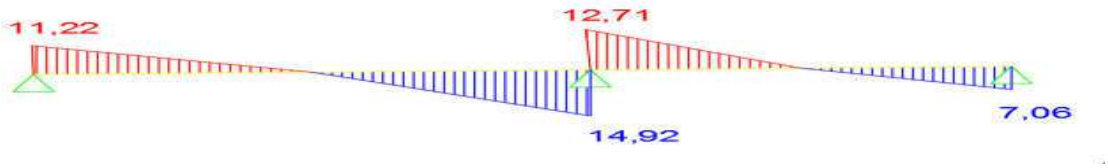


Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant du plancher terrasse 2 travée l'ELU

b) Plancher étage courant

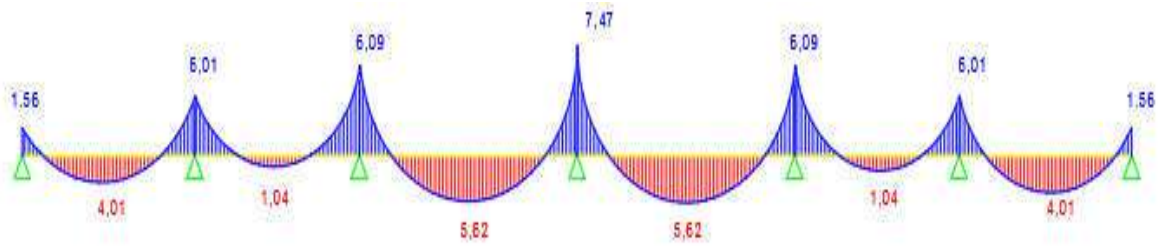
- **Poutrelle à 6 travées**

Tableau.III.10 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELU

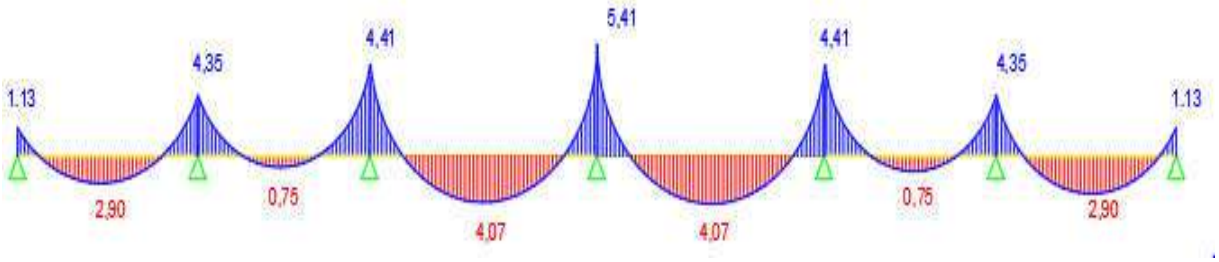
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
1-2	5,90	3,25	3.25	7,79	-1,56	-6,01	4,33	8,22	-10,26
2-3	5,90	3,10	2,48	7,09	-6,01	-6,09	1,12	9,12	-9,18
3-4	5,90	4,10	3,28	12,40	-6,09	-7,47	6,07	11,76	-12,44
4-5	5,90	4,10	3,28	12,40	-7,47	-6,09	6,07	12,44	-11,76
5-6	5,90	3,10	2,48	7,09	-6,09	-6,01	1,12	9,18	-9,12
6-7	5,90	3,25	3,25	7,79	-6,01	-1,56	4,33	10,26	-8,22

Tableau.III.11 : Calcul du moment des poutrelles à 6 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
1-2	4,27	3,25	3.25	5,64	-1,13	-4,35	2,90
2-3	4,27	3,10	2,48	5,13	-4,35	-4,41	0,75
3-4	4,27	4,10	3,28	8,98	-4,41	-5,41	4,07
4-5	4,27	4,10	3,28	8,98	-5,41	-4,41	4,07
5-6	4,27	3,10	2,48	5,13	-4,41	-4,35	0,75
6-7	4,27	3,25	3,25	5,64	-4,35	-1,13	2,90



a)



b)

Figure III.12 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 6 travée a) l'ELU et b) l'ELS

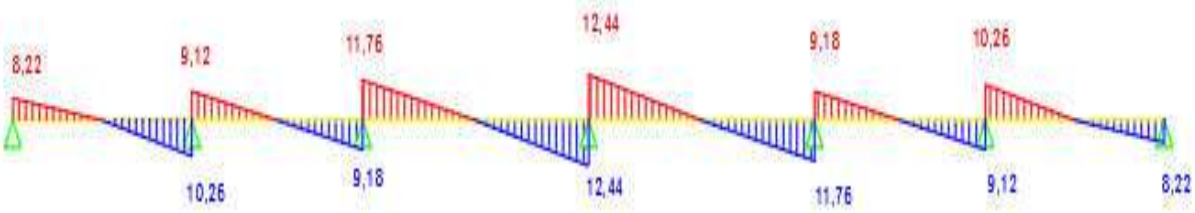


Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 6traveé

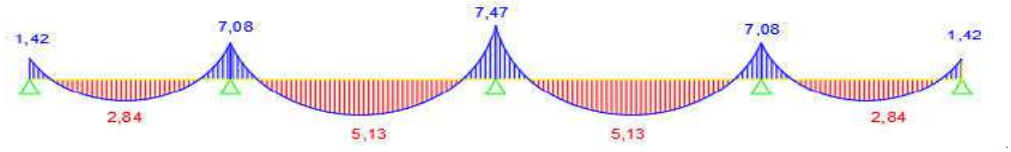
- **Poutrelle à 4 travées**

Tableau.III.12 : Calcul du moment et de l'effort tranchant des poutrelles à 4 travées de l'étage courant à l'ELU

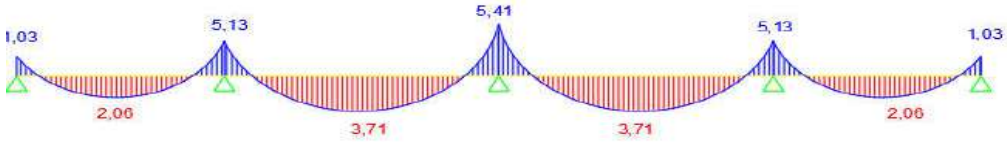
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
2-3	5,90	3,10	3,10	7,09	-1,42	-7,08	2,84	7,32	-10,98
3-4	5,90	4,10	3,28	12,40	-7,08	-7,47	5,13	12,01	-12,19
4-5	5,90	4,10	3,28	12,40	-7,47	-7,08	5,13	12,19	-12,01
5-6	5,90	3,10	3,10	7,09	-7,08	-1,42	2,84	10,98	-7,32

Tableau.III.13 : Calcul du moment des poutrelles à 4 travées de la terrasse à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
2-3	4,27	3,10	3,10	5,13	-1,03	-5,13	2,06
3-4	4,27	4,10	3,28	8,98	-5,13	-5,41	3,71
4-5	4,27	4,10	3,28	8,98	-5,41	-5,13	3,71
5-6	4,27	3,10	3,10	5,13	-5,13	-1,03	2,06



a)



b)

Figure III.14 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 4 travée a) l'ELU et b) l'ELS

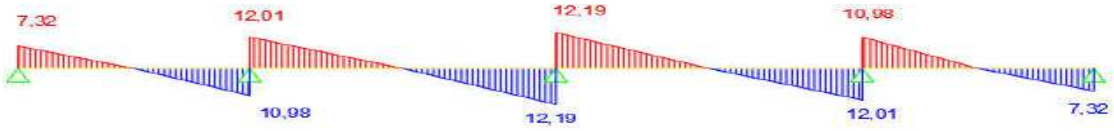


Figure III.15 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 4traveé

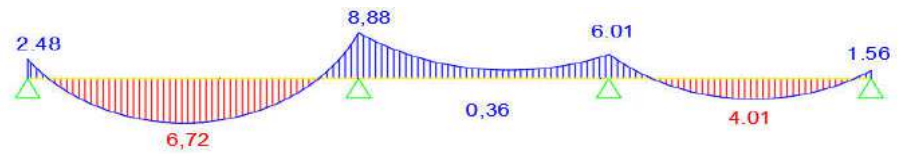
- **Poutrelle à 3 travées**

Tableau.III.14 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELU

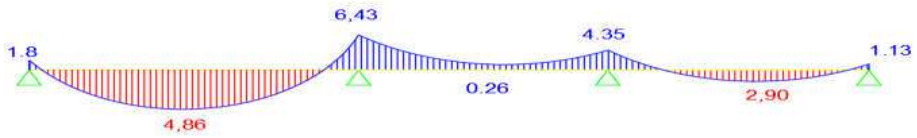
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
4-5	5,90	4,10	4,10	12,40	-2,48	-8,88	**6,72**	10,54	-13,66
5-6	5,90	3,10	2,48	7,09	-8,88	-6,01	-0,36	10,08	-8,22
6-7	5,90	3,25	3,25	7,79	-6,01	-1,56	4,01	10,96	-8,22

Tableau.III.15 : Calcul du moment des poutrelles à 3travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
4-5	4,27	4,10	4,10	8,98	-1,8	-4,35	**4,86**
5-6	4,27	3,10	2,48	5,13	-6,43	-6,43	-0,26
6-7	4,27	3,25	3,25	5,64	-4,35	-1,13	2,90



a)



b)

Figure III.16 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 3 travée a) l'ELU et b) l'ELS

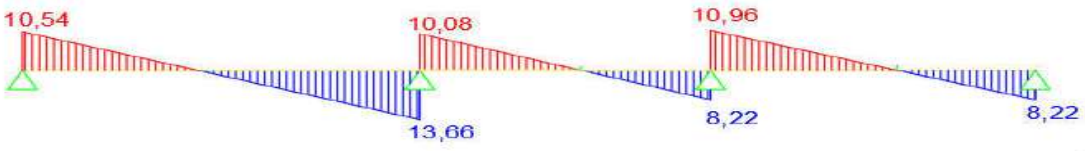


Figure III.17 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 3traveé

- **Poutrelle à 2 travées**

Tableau.III.16: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

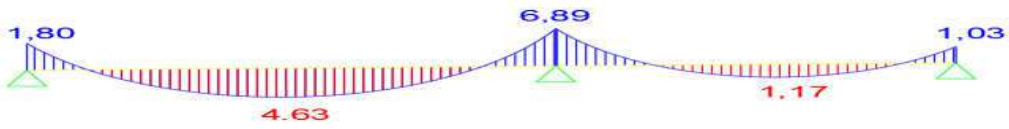
Travées	qu (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
4-5	5,90	4,10	4,10	12,40	-2,48	**-9,52**	6,40	10,38	**-13,82**
5-6	5,90	3,10	3,10	7,09	**-9,52**	-1,42	1,62	11,76	-6,53

Tableau.III.17 : Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travées	qse (KN)	L(m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t
4-5	4,27	4,10	4,10	8,98	-1,80	**-6,89**	4,63
5-6	4,27	3,10	3,10	5,13	**-6,89**	-1,03	1,17



a)



b)

Figure III.18 : Diagrammes des moments du plancher étage courant 2travée a) l'ELU et b) l'ELS

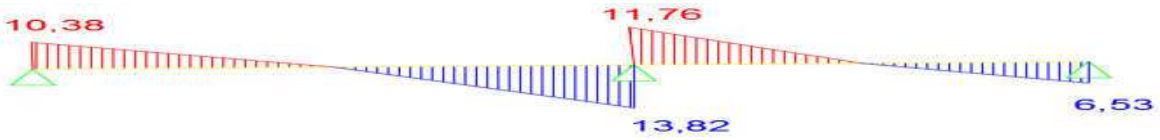


Figure III.19 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 3trave

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III.18.

Tableau III.18 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	
Terrasse	10,28	7,51	7,26	5,30	14,92
Etage courant	9,52	6,89	6,72	4,86	13,82
Référence	Poutrelle à 2 travées		Poutrelle à 3 travées		Poutrelle à 2 travées

Donc La poutrelle plus défavorable c'est la poutrelle de plancher du terrasse car les moments max ce trouvé à cette dernière plancher

III.2.1.2.1 Calcul des Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont représentées sur la figure III.20.
- la figure III.21 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

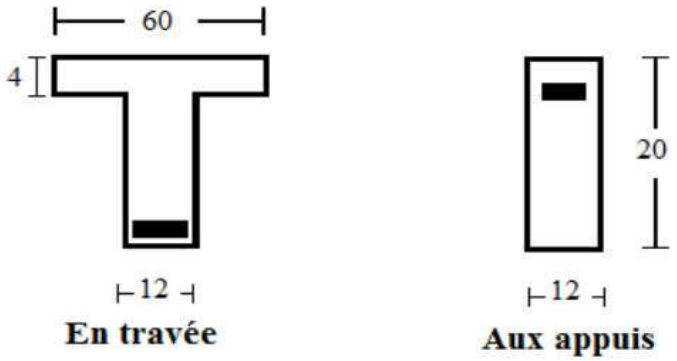


Figure III.20 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.19 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	10,28	1,84	1HA10+1HA12= 1,91
En travée	Terrasse	7,26	1,18	3HA8 =1,508

- **Vérification à ELS**

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.20)

Tableau III.20 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	5.3	7,51	3,14	11 ,2	15	CV

III.2.1.2.2 Calcul des Armatures transversale :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

On a: $\phi_t \leq$ Min= [h /35 ; b0/10 ; ϕ_l] = [5,71 ; 12 ; 8] mm

ϕ_t = 6 mm.

at=$\frac{\pi \emptyset t^2}{4} = 28{,}27$ mm² ; nt = 2

At =at.nt = 56,54 mm²

At = 0,5654cm²

- **Espacement S_t**

$S_t \leq$ min [0,9.d;40 cm]=16,2 cm donc: S_t=15 cm;

On adopte un espacement 15cm.

- **Vérification des contraintes de cisaillement à ELU**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	14,92	0,70	3,33	CV

- **Section d'armatures transversales minimales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa. \quad \Rightarrow \quad \frac{56 \times 235}{120 \times 150} = 0,73\ MPa \geq 0.4\ MPa \qquad (C.V)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \quad \Rightarrow \quad \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.0031 > 0.0003 \qquad (C.V)$$

- **Au voisinage de l'appui de rive**

Vu=14,92 KN≤b*a*0.4* $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =200 kN ; a = [(C-e)-2] =25 cm

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

- **Au voisinage de l'appui intermédiaire**

$V_u+(M_u/0.9d)=14,92+[-10,28/(0.9x0.18)]= -48,53 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy}=V_u/a.b\leq 1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}|$=29,84 kN σ_{bmoy}=1,54MPa<21.67 MPa

Donc la contrainte moyenne sur l'aire d'appui est .vérifiée

III.2.1.2.3 Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.22 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.22 : Vérification de la flèche

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0(cm⁴)
1,508	5,30	0,69	222,447	0,559	10,68	9322,988
l_{fi}(cm⁴)	l_{fv}(cm⁴)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
3829,38	6136,40	7,17	13,42	6,25	8,2	CV

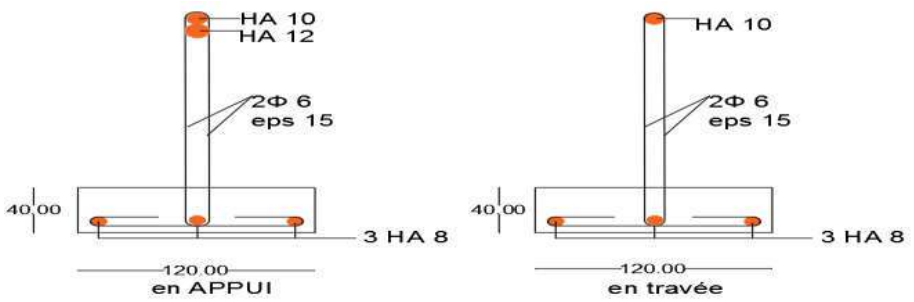


Fig.III.21 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48cm^2/ml$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 4\,\emptyset\,4{,}5 = 0{,}63\ cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 4\,\emptyset 4,5 = 0{,}63 cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 mm technique

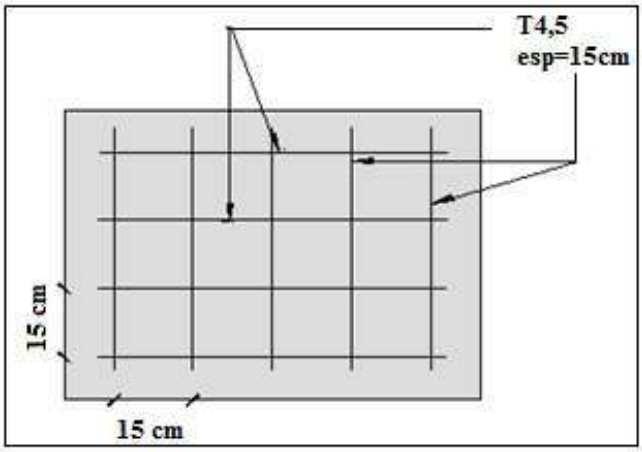


Figure III.22 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On a une dalle encastrée à trois cotés (Figure III.23) dont le prédimensionnement est donné dans le chapitre 2 (paragraphe II.2.b) :

III.3.1. Méthode du calcul

III.3.1.1. Définition:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

III.3.1.2 Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale

$T_{ext} = P \,.\, f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

P : charge totale.

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de la rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M.\ L\ .\theta.$

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation

III.3.2. Dalle encastré à trios coté

III.3.2.1. Déterminations des sollicitations

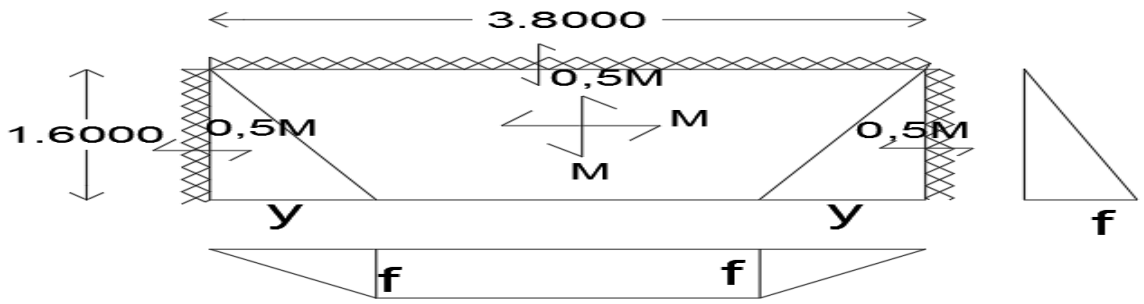


Figure III.23 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

Tableau III.23 : Travail externe et interne

Travail externe	Travail interne
P x f (3,04-0,58Y)	M x f ((4,8/Y)+3,56)

Travail externe = Travail interne == P x f (2,75-0,48Y) = M x f ((4,35/Y) +3,93)

=== P= M **[**((4,8/Y) + 3,56) / (3,04 - 0,58Y)**]**

Il faut que : 0 < y < 3,80m

dM / dy === y=1,63 m ; Mt= 0,32xP ; Ma=0,5xMt

Tux = (P Lx Ly) / (2Ly+Lx) ; Tuy = (P Lx Ly) / (3Ly)

Lx = 1,6 m ; Ly = 3,8 m

Tous les calculs pour 1 ml

Tableau III.24 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	Pu(kN/m)	Pse(kN/m)	Mu(kN.m)	Ms(kN.m)	Tu(kN)
En travée	11,12	8,07	3,56	2,58	Tux=7,35 Tuy=5,93
Aux appuis	11,12	8,07	1,78	1,29	

III.3.2.2. Calcul de ferraillage

III.3.2.2.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens(X et Y)

Tableau III.25 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	S_t(cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	3,31	0,76	7HA8=3,52	15	33	CV
Aux	1,65	0,38	7HA8=3,52	15	33	CV

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$ [1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}52(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ cv

III.3.2.2.2. Verification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.20)

Tableau III.26 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,52	2,58	1,35	15	CV
Aux appuis	3,52	1,29	0.67	15	CV

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	7,35	0,05	2,5	CV

III.3.3.4. Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe B), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.24 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.28 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,52	2,58	0,27	61,45	0	7,60	2,82 x 10^8
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
3,1x10^8	3,1x10^8	0 ,063	0,19	0,13	3,2	CV

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre niveau (Figure III.19).

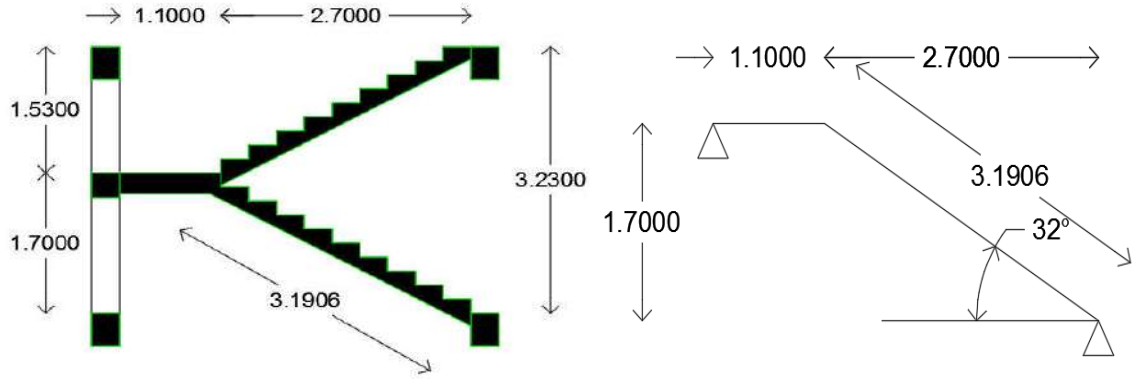


Figure III.24 : Dimensions de l'escalier

III.4.1.Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 19.
- Hauteur du palier: H = 1,70m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marches)
- Hauteur de la contre marche : $h = \frac{3,23}{19} = 17\text{cm}$
- Largeur de la marche : g = 30cm

➢ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm ⇨g+ 2h =64cm (CV) [4]

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,70/2,70= 0,629 D'où alors : **α =32 ,19°**

$L_0 = \sqrt{2,70^2 + 1,70^2} = 3,190m \Rightarrow L_{tot}$ =L $_1$+L$_2$ =(1,10+3,190)= 4,29 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \le e \le \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow$ 12,25 ≤ e ≤ 14,3 ⇨ **e=15cm**

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.29et III.30.

Tableau III.29: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**4,95**

Tableau III.30: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,43
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7,75**

Selon le DTR[4] charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

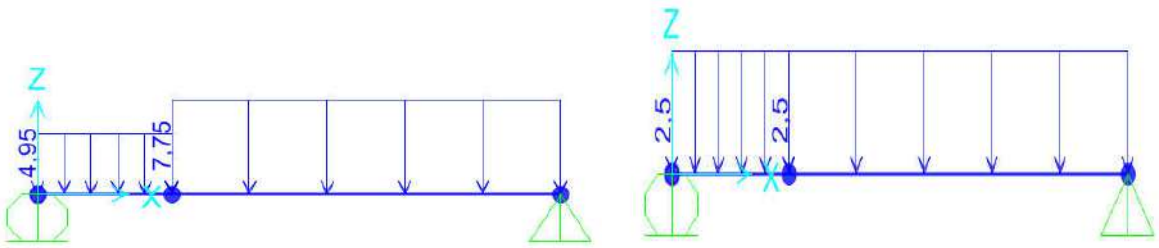
Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 31 et 32 ainsi que la figure III.26.

Tableau III.31: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,43	R_A=29,95	31,35	26,64	15,67
Paillasse	7,75	2,5	14,21	R_B=26,85			

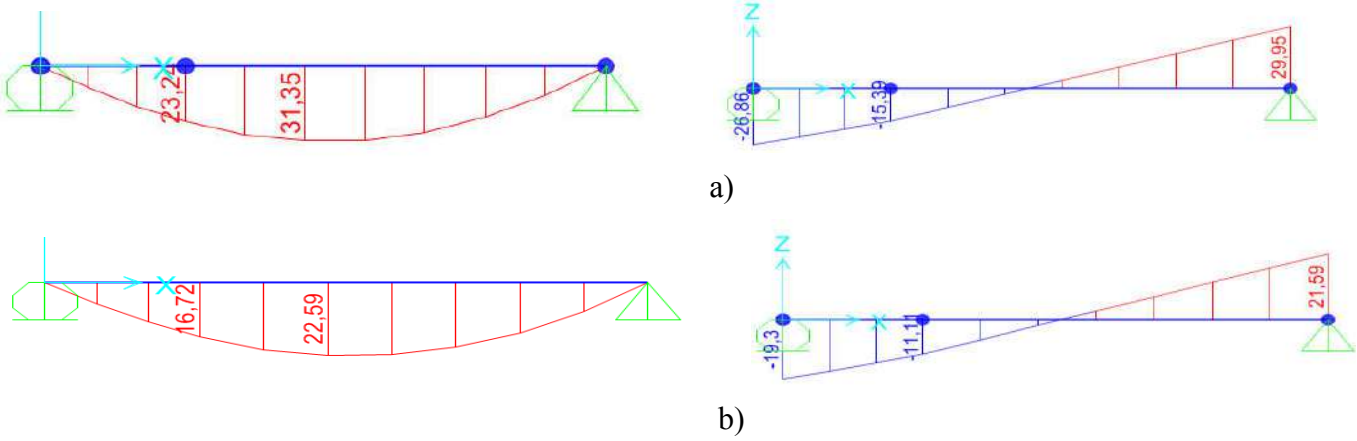
Tableau III.32: Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0(kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0(kN.m)	0,50.M_0(kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=26,86	22,60	19,21	11,30
Paillasse	7,75	2,50	10,25	R_B=19,30			



a) b)

Figure III.25 :Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier
a)sous G b) sous Q



a)

b)

Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes isostatique a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.33. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.33 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²) (CBA)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}$ $\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	26,64	6,27	0,00	1,50	6 HA 12= 6,78	1,69	4 HA 8 = 2,01
Aux appuis	15,67	3,59	0,00		5 HA 10= 3,92	0,98	4 HA 8 = 2,01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée

Tableau III.34 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	Vérification
Travée	20cm ≤ 33cm	25 cm ≤ 45cm	3,33	0,25	CV
Appuis	25cm ≤ 33cm	25 cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.35)

Tableau III.35 : Vérification à l'E.L.S

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	Obs
100x15	Travée	19,20	6,78	0	7,84	CV
	Appui	11,30	3,92	0	5,65	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe A), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.36 selon la méthode présentée à (annexe B).

Tableau III.36 : Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ(%)	$ß_1$	M
19,21	6,78	7,84	0,0052	0,892	0,48
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δ_f(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f<f_{adm}$
4,29	9,13	16,57	8.44	8,58	CV

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : e=15cm, mais

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.27) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.37:

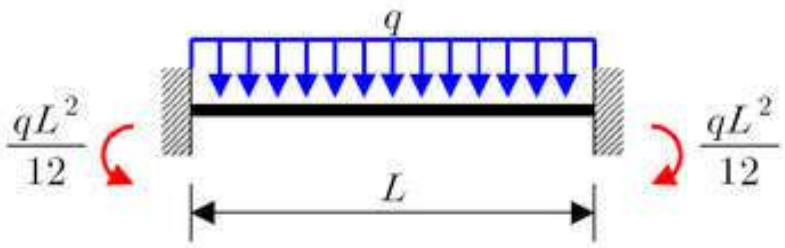


Figure III.27 : Schéma équivalent de la poutre palière

Tableau III.37 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,30 m ⇒ 22 ≤ h≤ 33cm. On adopte : h = 30 cm 10,5 ≤ b ≤ 24,5cm. On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25 cm≥20cm ; h/b =1,2≤4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,09) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	b = 25 cm ; h = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,25 ×0,30×25=1,88 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=26,85 KN , R_{ser}=19,30 kN

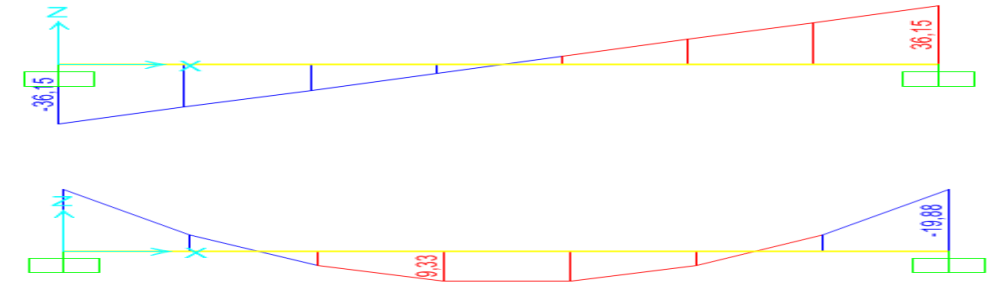
Poids du mur : P_{mur} = 1,62x (3,23-0,4)/2= 2,3 kN/m

Pu =1,35 x (1,88+2,3) + (2x26,85 /3,3) = 21,91 KN/m

Pser = 1,88 +2,3+ (2x19,30 /3,3) = 15,87 KN/m

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, logiciel sap 2000 est donne les diagrammes des efforts internes illustrés dans la figure III.28 :



a)



b)

Figure III.28 : Tracés de a) M(x) et T(x) à l'ELU et b) M(x) à l'ELS de la poutre palière

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des Armatures longitudinales**

Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnés comme suit :

Tableau III.38 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totale\ min}$ RPA (cm²)	Obs
En travée	9,39	1,22	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	CV
Aux appuis	19,88	2,67	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

Tableau III.39 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
25x30	Travée	6,76	3,39	0	2 ,59	82,7	CV
	Appui	14,4	3,39	0	5,53	176,1	CV

Tableau III.40 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

Section (cm²)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)	$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t}$ (MPa)	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C			
25x30	7,5	15	23,76	7	15	4 Φ 6=1,13	0,708 ≥ 0.4 MPa (CV)	0.003>0.0007 (CV)

Tableau III.41 : Vérification des contraintes tangentielles Au voisinage de l'appui de rive

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	36,15	0,53	3,3	CV

Tableau III.42 : vérifications de la flèche de la poutre palière

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ(%)	$ß_1$	μ
6,76	3,39	15,82	0,0048	0,895	0
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δ_f(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
3,30	0,0037	0,011	0,0073	0,66	CV

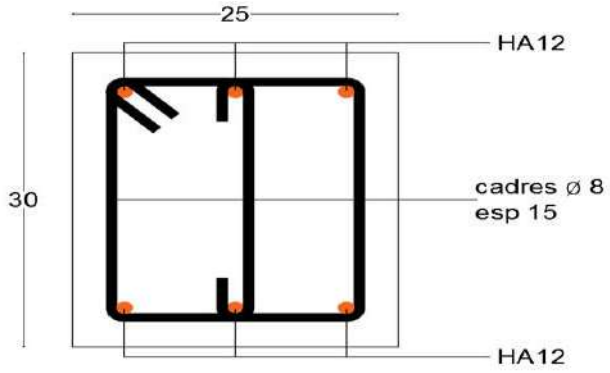


Figure III .29 : Ferraillage la poutre palière en appui et en travée

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

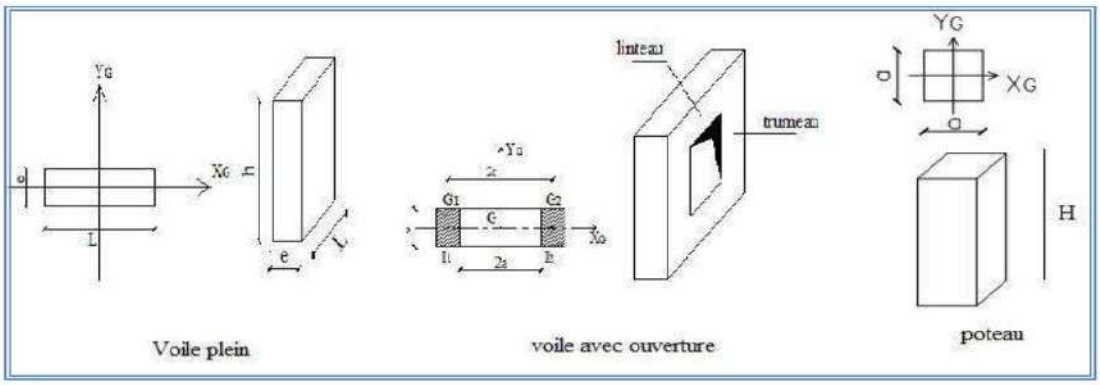


Figure. IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les voiles

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**
  - **Les Voiles pleins**

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L \cdot e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

  - **Les Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n\, I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\boldsymbol{\alpha^2}} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots \text{Si } n \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots \text{Si } n > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

$\mathbf{I_i}$ **:** Moment d'inertie des trumeaux.

$\mathbf{A_i}$ **:** Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux center de gravité des trumeaux

a : Demi portée de l'ouverture.

$\boldsymbol{\alpha} = w\, H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles)

$\mathbf{H_0}$ **:** Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,C}{I_0\ m\ a^3 H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\ m\ H}\left[2\left(\frac{1\ c^2}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$: est une fonction de (α, ε) qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2\, ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots \text{Si } \varepsilon = 0$$

$$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha} \cdots\cdots\cdots \text{Si } 0 < \varepsilon < 1$$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ,le voile considéré comme en étant plein.

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Ain Defla, commune El-Attaf, zone III (sismicité élevée) selon la règles parasismiques algériennes(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 22,61m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 Version 2003.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.2. Analyse de notre structure

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

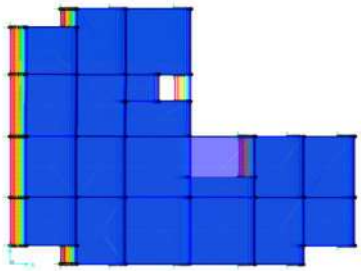
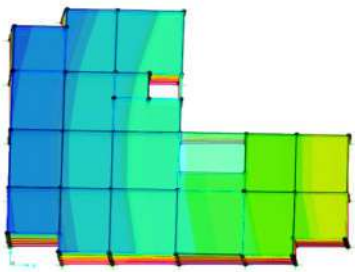
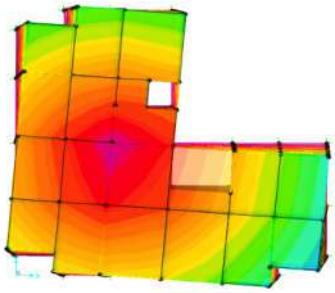
IV.3.2.1. Structure auto-stable

Les donnes de structure auto-stable comportement du trois premier mode plus le calcul de center de masse et le center de rigidité représenté dans le tableau IV .1et IV.2 respectivement.

Tableau IV.1: calcul de center de masse et le center de rigidité

Etage	Wi (KN)	Xg(m)	Yg(m)	∑Kx(N/m)	∑Ky(N/m)	Xr(m)	Yr(m)
6	757,791	8,79	8,94	2560000	4135000	9,09	8,73
5	782,404	8,9	8,86	2560000	4135000	9,09	8,73
4	861,178	8,92	8,85	2560000	4135000	9,09	8,73
3	861,178	8,92	8,85	2560000	4135000	9,09	8,73
2	952,072	8,93	8,84	2560000	4135000	9,09	8,73
1	952,072	8,93	8,84	2560000	4135000	9,09	8,73
RDC	1055,084	8,95	8,83	2560000	4135000	9,09	8,73

Tableau IV.2: Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'x'	Ux=75,97% Uy=0,00% Rz=0,46% T=1,194 s	Translation Suivant l'axe 'y'plus rotation autour l'axe 'z'	Ux=0,00% Uy=72,83% Rz=4,78% T=1,031 s	rotation autour l'axe 'z' plus Translation Suivant l'axe 'y'	Ux=0,00% Uy=3,09% Rz=72,75% T=0,974 s

IV.3.2.2. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

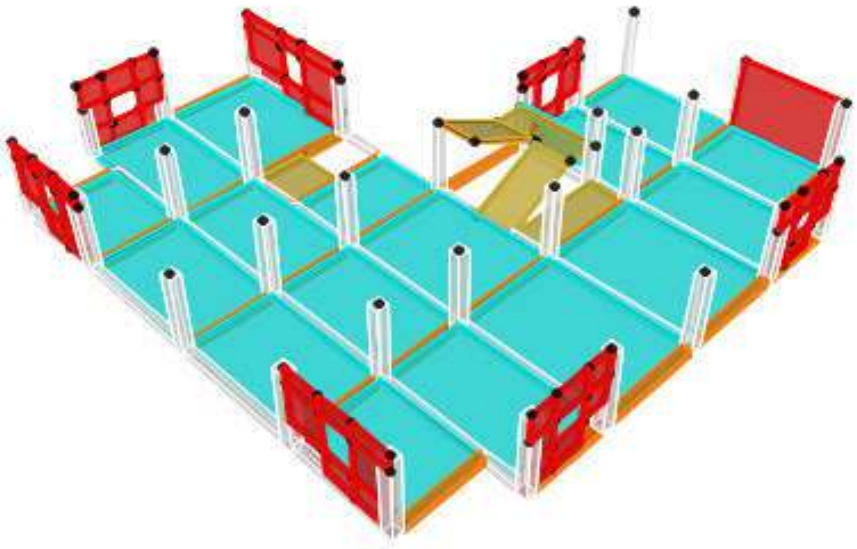


Figure. IV.2. Disposition finale des voiles

IV.3.2.2.2. Détermination centre de masse et centre de torsion

Tableau IV.3: Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR(m)	YR(m)
22.61	2562,56	8,95	8,48	2,22+E6	3,68E+6	8,74	9,26
19.38	2195,75	8,92	8,45	2,22E+6	3,68E+6	8,75	9,24
16.15	2222,19	8,93	8,45	2,22E+6	3,68E+6	8,77	9,23
12.92	2248,54	8,94	8,45	2,22E+6	3,68E+6	8,79	9,21
9.69	2278,85	8,96	8,44	2,22E+6	3,68E+6	8,82	9,19
6.46	2309,25	8,97	8,44	2,22E+6	3,68E+6	8,90	9,16
3.23	2343,43	8,98	8,43	2,22E+6	3,68E+6	9,06	9,12

IV.3.2.2.3. Excentricité

- **Excentricité additionnelle**

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1.a de l'RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx , Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 21,20 m

Largeur du bâtiment = 21,00 m

Tableau IV.4: Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	Excentricité suivant X					Excentricité suivant Y				
	$E_{X\,thé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{X\,thé} \pm E_{add}$		$E_{X\,adm}(m)$	$E_{Y\,thé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Y\,thé} \pm E_{add}$		$E_{y\,adm}(m)$
22.61	0,21	1,06	1,27	0,85	3,18	0,78	1,05	1,83	0,27	3,15
19.38	0,16	1,06	1,22	0,90	3,18	0,79	1,05	1,84	0,26	3,15
16.15	0,16	1,06	1,22	0,90	3,18	0,77	1,05	1,82	0,28	3,15
12.92	0,15	1,06	1,21	0,91	3,18	0,76	1,05	1,81	0,29	3,15
9.69	0,13	1,06	1,19	0,93	3,18	0,74	1,05	1,79	0,31	3,15
6.46	0,07	1,06	1,13	0,99	3,18	0,72	1,05	1,77	0,33	3,15
3.23	0,08	1,06	1,14	0,98	3,18	0,69	1,05	1,74	0 ,36	3,15

- **Commentaire**

Pour tout les niveaux, on a l'excentricité est inferieure à l'excentricité admissible.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles, On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10niveaux ou 33 m au maximum ; Donc : R=4

Tableau IV.5: Surface revenant aux voiles.

Niveaux	RDC	1er	2éme	3éme	4éme	5éme	6éme
S étage (m²)	287,31	287,31	287,31	287,31	287,31	287,31	287,31
S voile (m²)	29,425	29,425	29,425	29,425	29,425	29,425	29,425
S voile/S étage (%)	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité « Q »

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.6: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1+0,1=1,1		1+0,1=1,1	

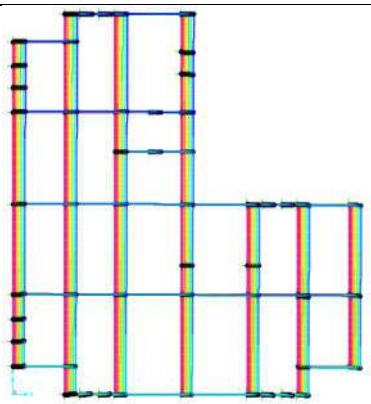
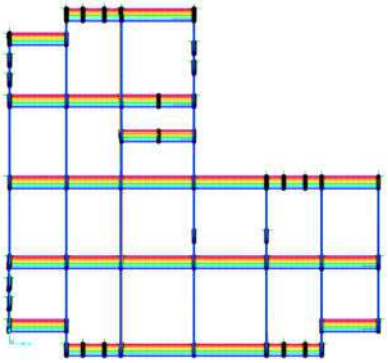
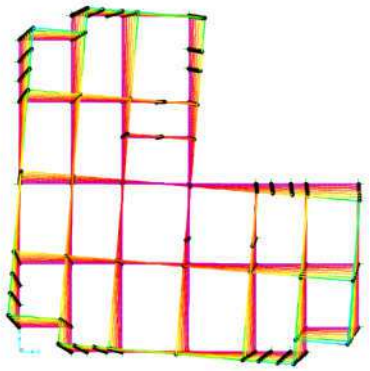
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.5.1. Analyse modale

IV.5.1.1. Comportement modal

Tableau IV.7: Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation pur Suivant l'axe 'x'	Ux=66,83% Uy=0,00% Rz=0,22% T=0,65 S	Translation pur Suivant l'axe 'y'	Ux=0,00% Uy=66,96% Rz=0,00% T=0,48 S	Rotation pur auteur l'axe 'Z'	Ux=0,21% Uy=0,00% Rz=65,54% T=0,43 S

IV.5.1.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4.a]

Tableau IV.8: Participation des masses modale

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X%	U_Y%	R_Z%
1	0,650	0,650	66,833	00,000	0,227
2	0,488	1,138	66,833	66,968	0,227

3	0,336	1,474	67,049	66,970	65,775
4	0,156	1,810	87,138	66,985	65,875
5	0,116	1,966	87,140	87,806	66,001
6	0,100	2,082	87,229	87,926	85,595
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
58	0,044	5,027	97,264	94,736	93,871

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 58 mode avec un temps égale à « T=5,027 sec ».

D'après RPA version 2003 [Art4.3.4.b], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 7 donc : $K=3\sqrt{7}=7{,}93$ on adopte K=8

T_k= 0,095 $\leq$ 0,20 sec CV

IV.5.1.3. Analyse statique et dynamique

IV.5.1.3.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 Art4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 0{,}88$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{21{,}20}} = 0{,}442 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 22{,}61}{\sqrt{21{,}00}} = 0{,}444$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}20 \quad , \quad D_y = 2{,}20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta\ Q\,, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = \ 37180\,,48 \text{ kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau IV.9: Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(kN)**	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2,20	2,20	1,1	1,1	4	20541,59	3106,92	3106,92

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$E_{dx} = 2553{,}98 \text{ kN} \quad , \quad E_{dy} = 3013{,}70 \text{ kN}$$

Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$\mathbf{E_d}$	$\mathbf{V_{st}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}}$	$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	2553,98	3106,92	0,82	CV
Sens Y	3013,70	3106,92	0,97	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à : $M_{Sx} = W_i . X_G$, $M_{Sy} = W_i . Y_G$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t) \quad ; \quad F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T_x = 0{,}399 \text{ sec}$, $T_y = 0{,}464 \text{ sec}$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

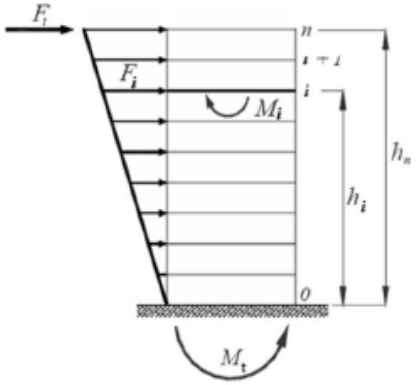


Figure. IV.3. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.11: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Etage	Wi (KN)	Wi hj (KN.m)	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)
RDC	3020,69	9756,83	3,23	93,53	110,37
1er	2919,73	18861,42	6,46	180,81	213,36
2éme	2919,73	28292,14	9,96	271,22	320,04
3ème	2830,64	36571,86	12,92	350,59	413,70
4ème	2830,64	45714,80	16,15	438,24	517,12
5ème	2753,43	53361,47	19,38	511,54	603,62
6ème	3266,74	73860,92	22,61	708,05	835,50
∑		266419,45	/	2553,97	3013,70

Les valeurs des moments de renversement et stabilité pour chaque direction (x ou y) sont représenté dans le tableau suivant.

Tableau IV.12 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Etage	Wi (KN)	Xg (m)	Yg (m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)	hi(m)	Fix(m)	Fiy(KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
RDC	3020,69	8,95	8,48	27035,18	25615,46	3,23	93,53	110,37	302,11	356,49
1er	2919,73	8,92	8,45	26043,95	24671,68	6,46	180,81	213,36	1168,04	1378,29
2éme	2919,73	8,93	8,45	26073,15	24671,68	9,69	271,22	320,04	2628,09	3101,16
3ème	2830,64	8,94	8,45	25305,91	23890,59	12,92	350,59	413,70	4529,61	5344,95
4ème	2830,64	8,96	8,44	25362,52	23890,58	16,15	438,24	517,12	7077,51	8351,48
5ème	2753,43	8,97	8,44	24698,27	23238,95	19,38	511,54	603,62	9913,63	11698,11
6ème	3266,74	8,98	8,43	29335,30	27538,59	22,61	708,05	835,50	16009,08	18890,76
∑	/	/	/	154518,98	145978,95	/	/	/	25618,986	30230,48

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{154518{,}98}{25618{,}986} = 6{,}03 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{145978{,}95}{30230{,}48} = 4{,}83 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e**(m)**	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
22,61	3,23	2,63	10,53	1,92	3,23	CV
19,78	3,23	2,15	8,61	1,97	3,23	CV
16,15	3,23	1,66	6,64	1,90	3,23	CV
12,62	3,23	1,18	4,74	1,75	3,23	CV
9,69	3,23	0,75	2,99	1,45	3,23	CV
6,46	3,23	0,38	1,53	1,05	3,23	CV
3,23	3,23	0,12	0 ,48	0,48	3,23	CV

Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e**(m)**	δ_{ek}**(cm)**	δ_k**(cm)**	Δ_k**(cm)**	Δ_{adm}**(cm)**	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
22,61	3,23	1,95	7,81	1,46	3,23	CV
19,78	3,23	1,59	6,35	1,47	3,23	CV
16,15	3,23	1,22	4,88	1,41	3,23	CV
12,62	3,23	0,87	3,47	1,29	3,23	CV
9,69	3,23	0,55	2,18	1,07	3,23	CV
6,46	3,23	0,28	1,12	0,76	3,23	CV
3,23	3,23	0,09	0,35	0,53	3,23	CV

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3,23	20541,59	1,92	1,46	2553,98	3103,70	323	0,048	0,031	CV
6,46	17520,90	1,97	1,47	2460,45	2903,33	323	0,044	0,027	CV
9,69	14601,17	1,90	1,41	2279,63	2689,98	323	0,038	0,024	CV
12,62	1168,44	1,75	1,29	2008,42	2369,94	323	0,032	0,020	CV
16,15	8850,81	1,45	1,07	1657,83	1956,24	323	0,024	0,015	CV
19,78	6020,17	1,05	0,76	1219,59	1432,12	323	0,016	0,01	CV
22,61	3266,74	0,48	0,53	708,05	835,50	323	0,007	0,004	CV

IV.5.1.3.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 **[Art A.5.1].** On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0.d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm²)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	131,39	ELU (1,35G+1,5Q)	Fissuration préjudiciable	1,1	2,5	CV
Poutres secondaires	30×30	47,98	ELA (G+Q + Edx)	Fissuration préjudiciable	0,54	3,26	CV

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les poteaux**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute fois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tout les poteaux on à λ<5 donc **ρ**= 0,075

Tableau IV.17: Vérification de cisaillement des Poteau.

Section (cm²)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)CBA	$\bar{\tau}$(MPa)RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,23	G+Q+E_{dy}	29,20	0,15	3,26	1,875	Oui
Poteau 35×35	3,23	G+Q+E_{dy}	44,55	0,28	3,26	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,23	G+Q+E_{dy}	48,77	0,40	3,26	1,875	Oui
Poteau 45×45	4,08	G+Q+E_{dy}	39,91	0,44	3,26	1,875	Oui

- **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1,4|V_u|}{b.d}$

Avec : V_u: L'effort tranchant b : l'épaisseur de voile d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0,2 . f_{c28}$

Tableau IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	**$\|V_u\|$(kN)**	**Combinaison**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Direction x	1	0,15	3,10	708,393	G+Q+E_{dx}	2,37	5	3,23

Tableau IV.19: Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	**Voile**	**B (cm)**	**L(m)**	**$\|V_u\|$(kN)**	**Combinaison**	**τ(MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Direction y	1	0,15	5,30	939,135	G+Q+E_{dy}	1,838	5	CV
	2	0,15	3,80	616,234	G+Q+E_{dy}	1,682	5	CV
	3	0,15	3,90	643,794	G+Q-E_{dy}	1,712	5	CV
	4	0,15	3,90	864,532	G+Q-E_{dy}	2,229	5	CV

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d: Effort normal réduit ; B_c: Section brute du béton

Tableau IV.20: Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Section (cm²)	**Combinaison**	**N_d(kN)**	**$B_c(mm^2)$**	**ν**	**$\nu \leq 0.3$**
Poteau 30×30	G+Q+E_{dx}	371,95	78400	0,198	CV
Poteau 35×35	G+Q-E_{dx}	719,67	108900	0,264	CV

Poteau 40×40	$G+Q+E_{dx}$	1075,91	144400	0,292	CV
Poteau 45×45	$G+Q+E_{dx}$	1259,27	184900	0,278	CV

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées suffisantes pour équilibres les contraint normale de compression (l'effort normal réduit), donc garde les sections des poteaux

- **Conclusion**

Les dimensions finales adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21: Dimensions finales des éléments.

Etage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles de contreventement
RDC	45*45	30*40 cm²	30*40 cm²	ep = 15 cm
1er +2éme	40*40			
3éme +4éme	35*35			
5éme +6éme	30* 30			

CHAPITRE V :

FERRAILLGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par le CBA93**

✓ ELS (situation durable) : G + Q

✓ ELU : 1.35G + 1.5Q

✓ ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003**

✓ G + Q ± E ; 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres porteuses, poutres non porteuses).

V.2.1. Recommandation des règlements

Selon le règlement RPA Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ (zone courante) **** $0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ (zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .\ b$

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \le Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale). **** $S_t \le \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.2.2. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE400.

V.2.2.1. Poutres porteuses

On a deux cas des poutres porteuses : PP1 (30x40) et PP2 (30x30)

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
PP 1	30x40	79,01	ELU	6,64	109,49	$G+Q+E_y$	8,05
PP 2	30x30	67,97	$G+Q+E_x$	6,96	70,04	$G+Q+E_x$	7,20

Tableau V.2: La section choisie d'armatures des poutres porteuse.

Elements	Section calculée		Section choisie	
PP 1	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	6,64	8,05	6HA12 = 6,78	2HA12+4HA14 = 8,42
PP 2	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	6,96	7,20	5HA12+1HA14 = 7,19	4HA12+2HA14 = 7,60

V.2.2.2. Poutre non porteuse

On un seul cas des poutres non porteuse (cas normal)

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elements	(bxh)	$M_t(kN.m)$	Combinaison	$A_t(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	Combinaison	$A_a(cm^2)$
P non P	30x30	/	/	/	64,80	$G+Q+E_x$	6,60

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres.

Elements	Section calculée		Section choisie	
P non P	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$
	/	6,60	3HA12 = 3,39	6HA12 = 6,78

V.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, $\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$

Avec $\overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times F_{c28}$ si $F_{c28} = 25$ MPa donc $\overline{\sigma_b} = 15$ Mpa

$\overline{\sigma_S} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}Fe, 110\sqrt{\eta \times F_{tj}}\right]$ $F_{c28} = 25$ et Fe = 400 donc $\overline{\sigma_S} = 201{,}63$ MPa

V.2.3.1. Poutres porteuses

Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elements	Solicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissible		Vérifies
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P-P 1	57,78	74,11	9,2	260,4	/	11	270	/	15	201,63	CNV
PP 2	8,75	15,53	2,31	52	/	4,03	87,6	/	15	201,63	CV

Donc la contrainte du l'acier ne pas vérifies et après le calcul à ELS la section des armateurs satisfaite pour équilibré le moment fléchissant à ELS représenté dans les tableau suivant

Tableau V.6 : Calcul des armateurs à l'ELS Vérification des contraintes

Elements	Section calculée à ELS		Section choisie		Contraintes en travées		Contraintes en appuis	
P-P 1	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)
	8,67	11,93	6HA14 = 3,39	6HA16 = 11,6	8,29	194,4	9,78	193,9

V.2.3.2. Poutres non porteuse

Tableau V.7: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Element	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérifiées
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
P non P	/	21,73	/	/	/	5,85	/	/	15	201,63	CV

Tableau V.8: Vérification de section d'armatures.

Elements	A choissé		A min RPA		A max RPA				A min		
			A_t (cm^2)	A min (cm^2)	Zr (cm^2)	Zc (cm^2)	Zr RPA (cm^2)	Zc RPA (cm^2)	CBA (cm^2)	Verifi
P-P 1	appuis	12,06	16,68	6	16,68	10,65	72	48	1,2	CV
	travées	9,23	15,27		15,27					CV
PP 2	appuis	7,60	10,99	4,5	10,99	6,78	54	36	0,9	CV
	travées	7,19	10,58		10,58					CV
P non P	appuis	6,78	10,17	4,5	10,17	3,93	54	36	0,9	CV
	travées	3,39	6,78		6,78					CV

- **Commentaire**

Tout les sections des armateurs est satisfait vis avis à RPA version 2003 et le CBA93.

V.2.4. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités de (annexe A) sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad \text{Avec:} \quad M_t = kxM_0$$

k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$), on prend : k=0,8

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe 1 » du CBA93.

Tableau V.9: Vérification de la flèche des poutres principales.

P-P1	**A (cm²)**	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho}(\%)$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$
	9,23	57,78	0,83	194,34	0,57	21,57	163749,91	2,52
	$\boldsymbol{\lambda_v}$	$\mathbf{l_{fi}(cm^4)}$	$\mathbf{l_{fv}(cm^4)}$	$\mathbf{f_i(mm)}$	$\mathbf{f_v(mm)}$	$\boldsymbol{\Delta f(mm)}$	$\boldsymbol{\bar{f}(mm)}$	$\boldsymbol{\Delta f \leq \bar{f}}$
	1,00	73781,06	114253,49	7,10	13,75	6,65	10,8	CV
P-P2	**A (cm²)**	$\mathbf{M_{ser}(kN.m)}$	$\boldsymbol{\rho}(\%)$	$\boldsymbol{\sigma_s(MPa)}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\mathbf{y(cm)}$	$\mathbf{I_0(cm^4)}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$
	7,19	8,75	0,89	52,05	0,06	16,28	180064,4	2,36
	$\boldsymbol{\lambda_v}$	$\mathbf{l_{fi}(cm^4)}$	$\mathbf{l_{fv}(cm^4)}$	$\mathbf{f_i(mm)}$	$\mathbf{f_v(mm)}$	$\boldsymbol{\Delta f(mm)}$	$\boldsymbol{\bar{f}(mm)}$	$\boldsymbol{\Delta f \leq \bar{f}}$
	0,94	65192,02	71222,32	0,70	1,92	1,23	8,2	CV

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifie $\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$ donc la vérification des contraintes de cisaillement dans le Tableau IV .17 . Chapitre 4

V.2.6. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence FeE 400

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0{,}9d\ ,\ 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0{,}4\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 \times b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30cm\right] \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.10: La section d'armatures transversales.

Elements		$\boldsymbol{\tau_u(MPa)}$	$\mathbf{S_{calculée}(cm)}$			$\mathbf{S_{adoptée}(cm)}$		$\mathbf{A_{tmin}}$ (cm²)	$\mathbf{A_{t\ choisie}}$ (cm²)
			CBA	**RPA**		**S(ZN) (cm)**	**S′(ZC) (cm)**		
				ZN	**ZC**				
Poutres porteuse	**PP1**	1,1	33,3	10	20	10	15	1,35	$4\emptyset 8 = 2{,}01$
	PP2	0,54	25,5	10	15	10	15	1,35	$4\emptyset 8 = 2{,}01$
Poutres non porteuse	**PnP**	0,54	25,5	10	15	10	15	1,35	$4\emptyset 8 = 2{,}01$

✓ Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

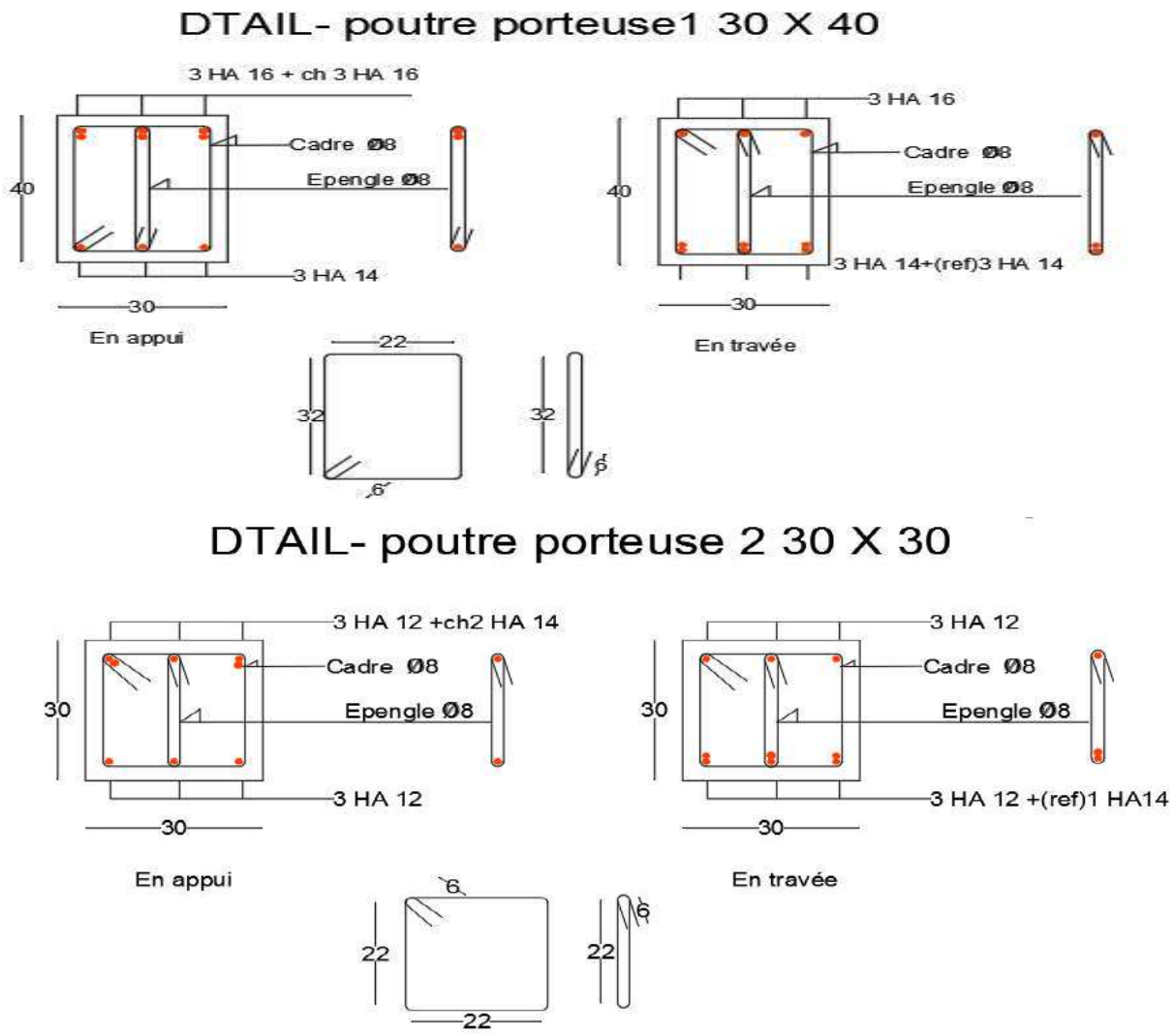


Figure V.1 : Disposition de ferraillage pour les poutres porteuses.

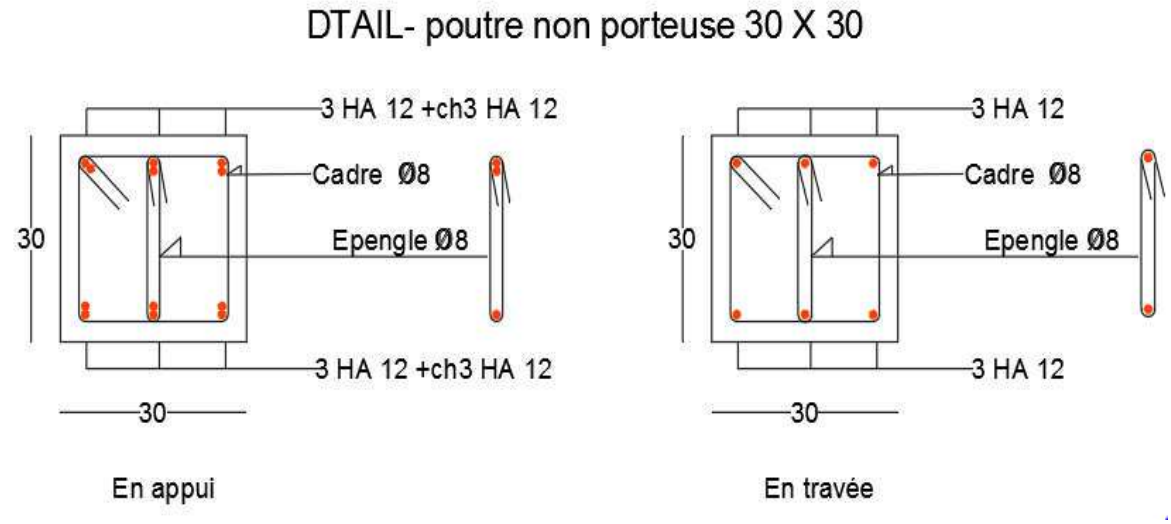


Figure V.2: Disposition de ferraillage pour les poutres non porteuses

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0{,}1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\%$ (Zone courante) $0{,}9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

1) N_{max} et M_{corr}
2) M_{max} et N_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;

Signe « + » correspond à un effort de traction ;

Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés ; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11: La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ELA.

Section de poteau	Cas	Comb	Etat	N (kN)	M (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{Min\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC 45x45	1	Elu	SEC	-1671,72	20,15	0,00	18,23	4HA20+4HA16 = 20,61
	2	Acc1	SEC	-981,57	52,58	0,00		
	3	Acc2	SPT	43,34	11,57	1,46		
1er Etage 40x40	1	Elu	SEC	-1425,34	19,02	0,00	14,40	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SEC	-820,45	59,87	0,00		
	3	Acc2	SPT	39,61	28,11	2,41		
2ème Etage 40x40	1	Elu	SEC	-1188,83	22,82	0,00	14,40	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SEC	-660,73	78,90	0,00		
	3	Acc2	SPT	36,94	39,72	3,22		
3ème Etage 35x35	1	Elu	SEC	-954,76	17,05	0,00	11,03	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SEC	-509,05	60,84	0,00		
	3	Acc2	SPT	23,44	31,48	2,83		
4ème Etage 35x35	1	Elu	SEC	-726,72	21,13	0,00	11,03	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SPC	-371,04	73,09	1,87		
	3	Acc2	SPT	26,57	43,53	3,87		
5ème Etage 30x30	1	Elu	SEC	-498,82	14,40	0,00	8,10	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SEC	-242,37	45,55	1,67		
	3	Acc2	SPT	13,30	29,29	2,99		
6ème Etage 30x30	1	Elu	SEC	-274,57	15,46	0,00	8,10	8HA16 = 16,08
	2	Acc1	SPC	-108,39	68,95	**5,90**		
	3	Acc2	SPT	2,29	45,55	4,52		

- **Interprétation des résultats du ferraillage des poteaux**

Les résultats du ferraillage des poteaux nous montrent que l'effet de l'effort de traction (ou ce qu'on appelle l'effort normal minimum) était modéré voir très faible. En effet, ce résultat montre que la disposition des voiles était parfaite. Par contre, on a enregistré un moment fléchissant important au niveau du dernier étage (M=68,95 kN.m), ce qui provoque une section d'armature assez importante (vaut 5,90cm²). Ce qui nous conduit à choisir une section d'armature de 3HA16=6,03 cm² pour équilibrer cette dernière. A cet effet, nous avons choisi une section d'armature plus grande que la section minimale exigée par le RPA99. En plus,

malgré que pour le 3ème, le 4ème et le 5ème étage, la section minimale du RPA99 était largement suffisante, on a adopté une section de 8AH16 pour assurer la continuité des armatures sans augmenter la section d'un étage supérieur par rapport à un étage inférieur.

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section de poteau	cas	N(KN)	M(KN m)	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérifie
RDC 45x45	1	-1217,29	14,59	7,82	51.9	15	201,63	CV
	2	-715,58	38,14	6,54	6,54			CV
	3	-314,86	13,15	2,55	8,06			CV
1er Etage 40x40	1	-1037,99	13,75	8,63	58,7	15	201,63	CV
	2	-606,17	36,12	7,36	8,28			CV
	3	-265,05	12,5	3,06	3,45			CV
2ème Etage 40x40	1	-865,93	16,52	7,58	42,3	15	201,63	CV
	2	-500,52	44,58	7,33	6,78			CV
	3	-215,21	13,84	2,68	2,49			CV
3ème Etage 35x35	1	-695,63	12,34	8,06	43,6	15	201,63	CV
	2	-396,06	34,15	8,06	12			CV
	3	-168,95	10,04	2,82	2,14			CV
4ème Etage 35x35	1	-529,78	15,3	6,85	27,2	15	201,63	CV
	2	-295,7	43,93	8,92	50,2			CV
	3	-123,31	12,31	2,78	6,76			CV
5ème Etage 30x30	1	-364,05	10,41	4,64	20,5	15	201,63	CV
	2	-196,88	29,12	6,13	40,9			CV
	3	-81,07	7,62	1,77	4,05			CV
6ème Etage 30x30	1	-201,04	11,24	3,26	4,33	15	201,63	CV
	2	-101,52	48,73	11,5	112,6			CV
	3	-39,3	14,07	2,68	39,2			CV

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est Donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right) \qquad \text{Avec :}$$

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Donc $\emptyset_t \leq 12mm$ on adopte $\emptyset_t = 8$ mm

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

$at = \frac{\pi \emptyset t^2}{4} = 50{,}26\ mm^2\ ;\ nt = 4$

$At = at.nt = 201{,}06\ mm^2$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq Min\ [0{,}9d\ ;\ 40cm]$. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Pour tout les sections des poteaux on à $St \leq 0{,}9d$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t: Section d'armatures transversales.

B: Largeur de la section droite.

H: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

On prend f_e=235 MPa.

Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par la formule suivante $A_t = \frac{\rho_a\ t\ T_u}{h_1\ f_e}$

T_u **:** Effort tranchant.

ρ_a **:**Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$ avec $\lambda = \frac{L_f}{a}$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ;\ 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$ **:** Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 **:** Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda > 5 \; pour \; tous \; les \; poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$$

Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_{tChois} (cm²)
45× 45	29,21	0,15	5,02	2,5	19,72	Courante	15	2,03	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	44,55	0,28	5,65	2,5	22,46	Courante	15	1,8	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	48,76	0,40	6,46	2,5	23,10	Courante	15	1,58	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01
30× 30	38,91	0,44	7,54	2,5	22,23	Courante	15	1,35	4Ø8 = 2,01
						Nodale	10		4Ø8 = 2,01

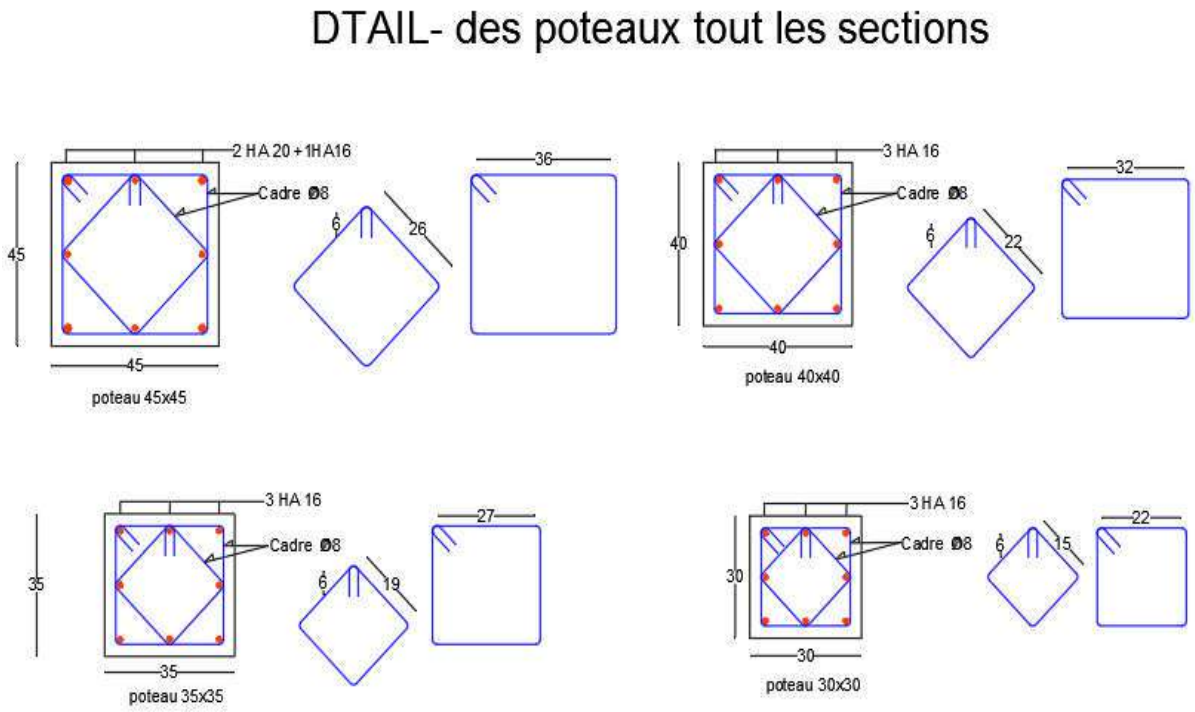


Figure V.3: Disposition de ferraillage pour les Poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des contraintes (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien traction/compression.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux (voile plein)

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant :

NB : le voile d la section 15x390 voile plein (sans ouverture)

Tableau V.14: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages RDC 1^{er} $2^{éme}$ (Suivant X et Y)**.**

Sense	section	Cas	Comb	Etat	N (KN)	M (KNm)	A_{cal} (cm²)	A'_{cal} (cm²)	A_{min} RPA	A_{min} CBA	$A_{choisie}$ (cm²)
	15 x 435	1	Acc1	SET	1790,2	60,6	22.73	22,02	11,70	5,85	50 HA 12 56,55
		2	Acc1	SPT	1150,7	4709,0	42,04	0,00	11,70	5,85	
		3	Acc2	SPT	637,8	1954,6	19.36	0,00	11,70	5,85	
	15x227	1	Acc1	SET	3092,6	3750,0	21,04	18,21	6,15	3,08	36 HA 12 40,72
		2	Acc1	SET	3092,6	3750,0	21,04	18,21	6,15	3,08	
		3	Acc2	SPT	1885,4	2604,7	53,00	0,00	6,15	3,08	

y	15x152	1	Acc1	SET	2160,1	1766,98	16,48	17,11	3,90	1,95	20 HA 12 22,62
		2	Acc2	SET	2160,1	1766,98	16,48	17,11	3,90	1,95	
		3	Acc2	SPT	1202,5	1123,1	34.2	0,00	3,90	1,95	
	15x157	1	Acc1	SET	2295,0	19,350	17,05	19,27	4,05	2,03	20 HA 12 22,6
		2	Acc1	SET	2295,0	19,350	17,05	19,27	4,05	2,03	
		3	Acc2	SPT	1396,2	1294,73	38,81	0,00	4,05	2,03	
x	15x117	1	Acc1	SET	940,5	266,52	11,81	1,70	2,85	1,43	18 HA 12 20,36
		2	Acc2	SET	940,5	266,52	11,81	11,70	2,85	1,43	
		3	Acc2	SET	589,3	237,48	7,32	7,42	2,85	1,43	

Tableau V.15: La section calculée d'armatures verticales des voiles pour les étages $3^{éme}$,$4^{éme}$,$5^{éme}$ et $6^{éme}$ (Suivant X et Y)**.**

Sense	**section**	**Cas**	**comb**	**etat**	**N (KN)**	**M (KNm)**	**A_{cal} (cm²)**	**A'_{cal} (cm²)**	**A_{min} RPA**	**A_{min} CBA**	**$A_{choisie}$ (cm²)**
y	15 x 435	1	Acc1	SET	1033,1	60,1	13,26	12,56	11,70	5,85	44 HA 10 = 34,56
		2	Acc1	SPT	859,0	3157,3	29,19	0,00	11,70	5,85	
		3	Acc2	SPT	350,5	614,7	7,96	0,80	11,70	5,85	
	15 x 227,5	1	Acc1	SET	439,3	89,0	6,50	4,49	6,15	3,08	36 HA 10 = 28,27
		2	Acc1	SET	162,2	299,2	5,39	0,00	6,15	3,08	
		3	Acc2	SPT	198,1	269,8	5,51	0,00	6,15	3,08	
	15 x152,5	1	Acc1	SET	1028,1	477,0	20,99	4,71	3,90	1,95	20 HA 12 = 22,62
		2	Acc2	SET	1028,1	477,0	20,99	4,71	3,90	1,95	
		3	Acc2	SPT	513,0	325,9	11,97	0,85	3,90	1,95	
	15 x157,5	1	Acc1	SET	285,4	18,3	3,87	3,27	4,05	2,03	20 HA 10 = 15,78
		2	Acc1	SET	103,3	120,3	3,26	0,00	4,05	2,03	
		3	Acc2	SPT	127,2	106,0	3,34	0,00	4,05	2,03	
x	15 x117,5	1	Acc1	SET	542,1	65,8	8,25	5,30	2,85	1,43	16 HA 10 = 12,57
		2	Acc2	SET	383,4	127,2	7,64	1,94	2,85	1,43	
		3	Acc2	SET	404,1	-118,5	7,71	2,39	2,85	1,43	

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de traction (voile entièrement tendue), donc il suffit de vérifier la contrainte limite de l'acier ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$).

Tableau V.16: Vérification des contraintes des voiles pour les étages RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	N (KN)	Ms(KN m)	Etat	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Verification
Y	15 x 435	1312,41	43,81	SET	148,6	138,2	201,63	CV
	15 x 227,5	698,93	633,30	SET	163,7	31,2	201,63	CV
	15 x 157,5	520,23	370,97	SET	169.6	13.5	201,63	CV
	15 x 152,5	555,96	373,46	SET	178.9	20.4	201,63	CV
X	15 x 117,5	204,43	16,63	SET	112.7	88.3	201,63	CV

Tableau V.17: Vérification des contraintes des voiles pour les étages 3éme 4éme 5éme ,6éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	N (KN)	Ms(KN m)	Etat	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Verification
Y	15 x 435	757,5	43,82	SET	108,8	103,1	201,63	CV
	15 x 227,7	138,6	105,1	SET	82,6	15,5	201,63	CV
	15 x 157,5	91,11	51,02	SET	100,9	15,1	201,63	CV
	15 x 152,5	298,69	86,86	SET	184,5	79,6	201,63	CV
X	15 x 117,5	79,35	30,69	SET	99,6	26,7	201,63	CV

V.4.1.1. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.18: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages RDC 1er 2éme (Suivant X et Y).

Sense	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Av choisie (cm²)	St (cm)
Y	15 x 435	15	293	56,54	37,69	34 HA 12=38,45	10
	15 x 227,7	15	293	40,72	27,14	25 HA 12= 28,27	13
	15 x 157,5	15	293	22,62	15,08	20 HA 10=15,70	15
	15 x 152,5	15	293	22,62	15,08	20 HA 10=15,70	15
X	15 x 117,5	15	293	20,34	13,57	20 HA 10=15,70	15

.

Tableau V.19: La section d'armatures horizontales des voiles pour les étages $3^{éme}$ $4^{éme}$ $5^{éme}$,$6^{éme}$ (Suivant X et Y).

Sense	Section	a (cm)	he (cm)	Av choisie (cm²)	Ah calculée (cm²)	Av choisie (cm²)	St (cm)
Y	15 x 435	15	293	34,56	23,04	30 HA 10=23,56	10
	15 x 227,7	15	293	28,27	18,84	24 HA 10= 18,85	13
	15 x 157,5	15	293	22,62	15,08	20 HA 10=15,70	15
	15 x 152,5	15	293	15,78	10,52	22 HA 8= 11,06	13
X	15 x 117,5	15	293	12,57	8,38	20 HA 8=10,07	15

V.4.1.2. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinauxA_l.
- ✓ Des aciers transversauxA_t.
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)} \qquad V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj}moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha} \qquad \text{Avec} \qquad \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

- **Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »**

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\%\ (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015\ b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025\ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V.20: Choix de la méthode de calcul.

Type	a (cm)	L (cm)	h (cm)	Combinaison	V (KN)	1,4V (KN)	τ(Mpa)	0,06 Fc28
Type1	15	120	63	G+Q+Ey	373,15	522,41	6,14	1,5
Type 2	15	120	100	G+Q+Ey	345,75	484.04	3,58	1,5

Donc on calcule à la Traction/Compression

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants

Tableau V.21: Calcule des armatures

Armatures Diagonales			Armatures longitudinales		Armatures transversals		Armatures de peau	
Type	A_{Dcal} (cm²)	A_D choisie (cm²)	A et A' Cal(cm²)	A et A' choisie (cm²)	$A_{t\,cal}$ (cm²)	$A_{tchoisie}$ (cm²)	A_{ccal} (cm²)	A_c choisie (cm²)
Type1	8,87	2x4HA12 =9,05	1,42	2HA10=1,57	0,34	2HA8 =1,01	1,89	4HA8 =2,011
Type1	7,01	2x4HA12 =9,05	2,25	4HA10=3,14	0,34	2HA8 =1,01	3,00	4HA10 =3,14

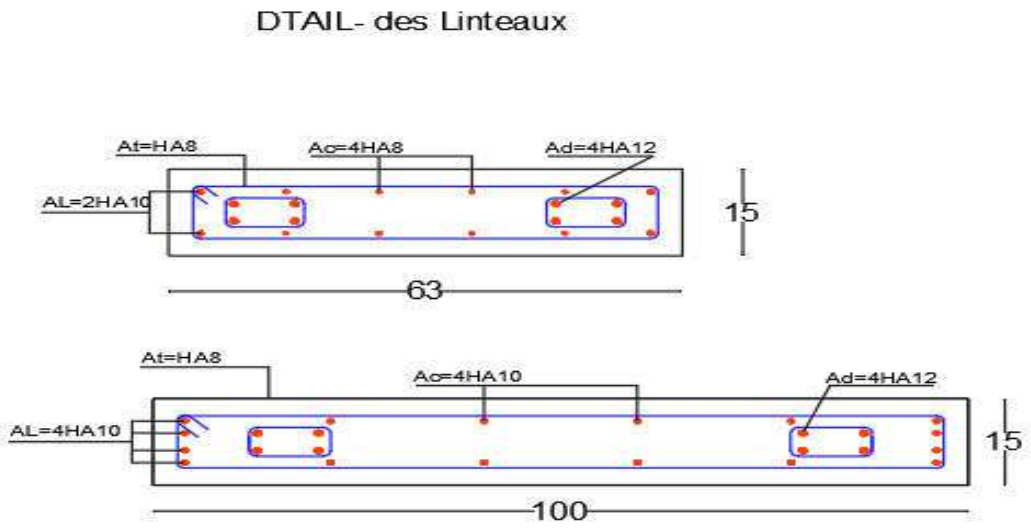


Figure V.4: Disposition de ferraillage pour les Linteaux.

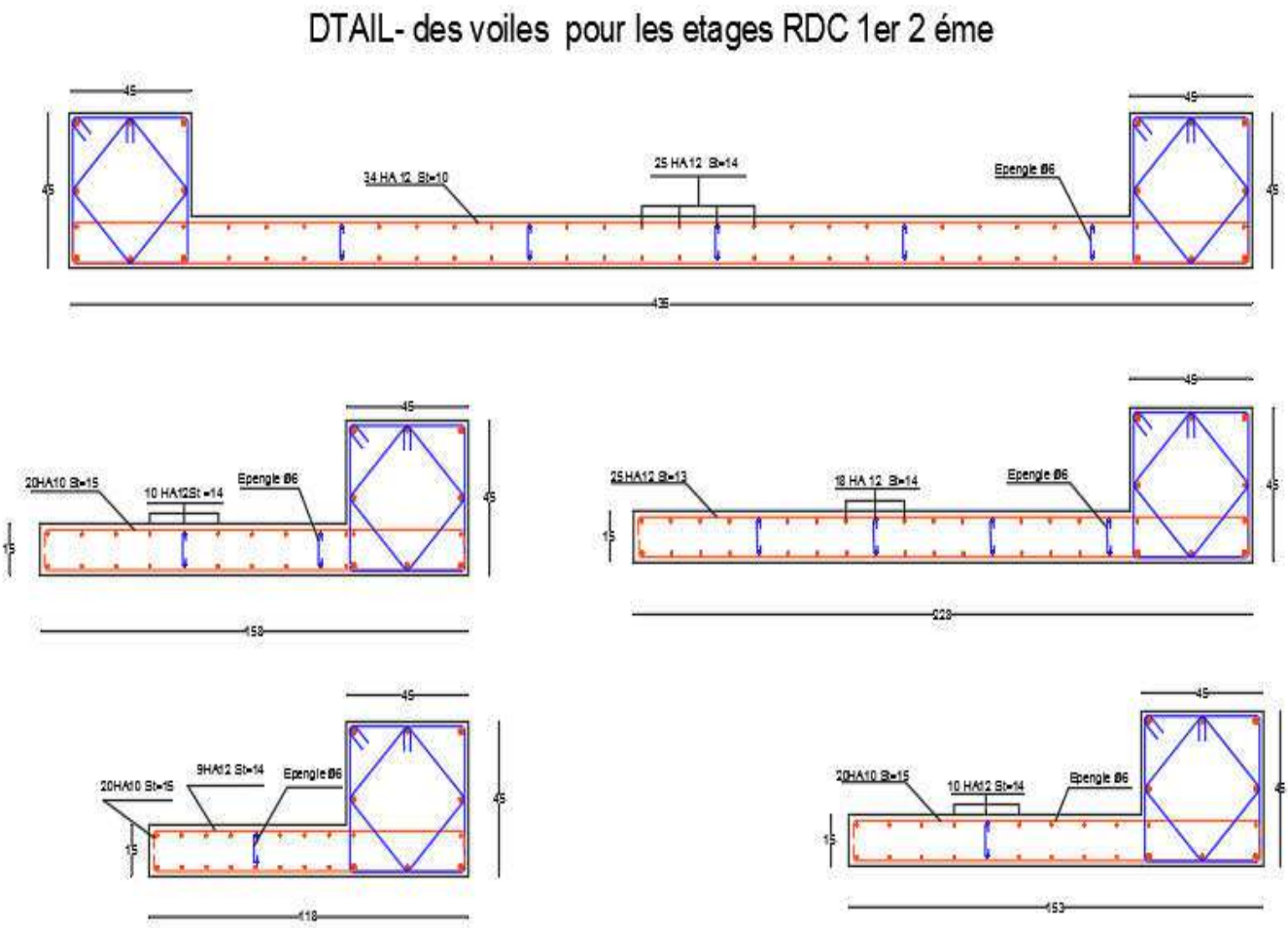


Figure V.5: Disposition de ferraillage pour les voiles.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3.1. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}2 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1{,}5\ m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 16{,}5\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}30\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.3.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4. Méthode de calcul

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

Les méthodes de calcule choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Si on remplace A par : } A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Il faut resoudre : } \quad \left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}2\text{bar} = 0{,}12\text{MPa} \quad , \quad a = b = 45\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

NB : S1 semelle isolée sous poteau de rive

S2 semelle isolée sous poteau intermédiaire

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	**Comb**	**N (kN)**	**A (m)**	**B (m)**	**h (cm)**	**A_{ch} (m)**	**B_{ch} (m)**	**h_{ch} (cm)**
S1	ELS	774,76	2,65	2,65	55	2,3	2,3	60
S2	ELS	1217,31	3,25	3,25	65	3,4	3,4	70

VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles :

Pour la Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, On doit vérifie que $l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$

Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=3,10m , $\frac{1,5}{2}$(3,4+3,4) = 5,10 $\geq$ 3,4

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

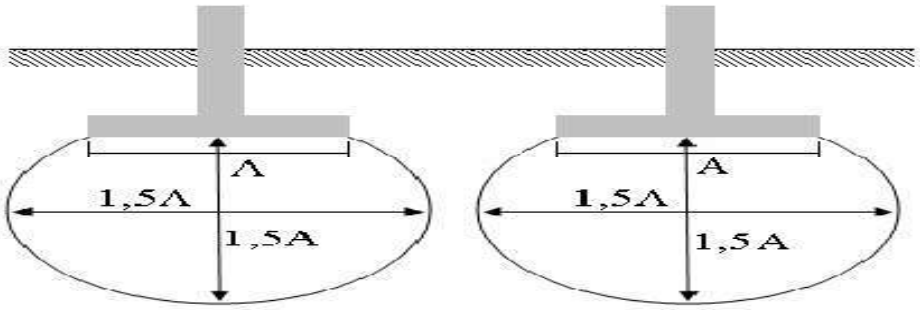


Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm

d_D: débord droite de la semelle isolée d_D=50cm

NB : **S-F1** semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau intermédiaire)

S-F2 et S-F3 semelle filante sous plusieurs des poteaux (poteau de rive)

S-F4 semelle filante sous voile

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L	N	$\overline{\sigma_{sol}}$	B_{cal}	$B_{adopté}$	$h_{calculé}$	$h_{adopté}$

	(m)	(kN)	(bars)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
S-F1	22,05	3119,67	1,2	147,22	150,00	29,25	30
S-F2	19,05	2181,04		136,54	140,00	26,75	30
S-F3	10,25	1022,40		131,42	135,00	25,5	30
S-F4	4,55	135,85		113,87	120,00	32,96	35

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.3 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1,5\ x(\frac{B+B'}{2})$	$L > 1,5\ x\ (\frac{B+B'}{2})$
S-F1	**S-F2**	3,20	1,40	1,5	2,17	Verifier
S-F2	**S-F3**	3,10	1,5	1,5	2,25	Verifier
S-F3	**S-F4**	4,10	1,5	1,5	2,25	Verifier
S-F4	**S-F5**	4,10	1,5	1,5	2,25	Verifier
S-F5	**S-F6**	3,10	1,5	1,5	2,25	Verifier
S-F6	**S-F7**	3,20	1,5	1,35	2,13	Verifier

VI.4.2.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq 3\sqrt{\frac{0,5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = $0,5*10^{-2}$ N/mm ^{3});

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.4 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}l_e$
S-F1	45,00	5,40	40,43	45,00	5,86	Vérifies

VI.4.2.4.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + Pp\ de\ libage + + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)} \quad ; \quad S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

Semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$P_{p\ delibage}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (Mpa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (Mpa)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S-F1	3119,67	248,03	420,22	79,22	33,07	0,116	0,12	CV
S-F2	2181,04	200,03	328,47	52,39	26,67	0,103		CV
S-F3	1022,40	103,8	167,50	27,8	13,84	0,095		CV
S-F4	135,85	47,77	87,57	/	5,46	0,052		CV

Remarque

On a la contrainte à l'etat limite de service appliqué au sol est inferieur à la contrainte admissible du sol est vérifie

VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.6 : Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S-F1	3119,67	39,60	1,26	1,5	37,50	vérifie
S-F2	2181,04	30,27	1,38	1,4	35,00	
S-F3	1022,40	13,16	1,28	1,35	33,75	
SF4	135,85	39,07	28,70	1,20	30,00	

Conclusion

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

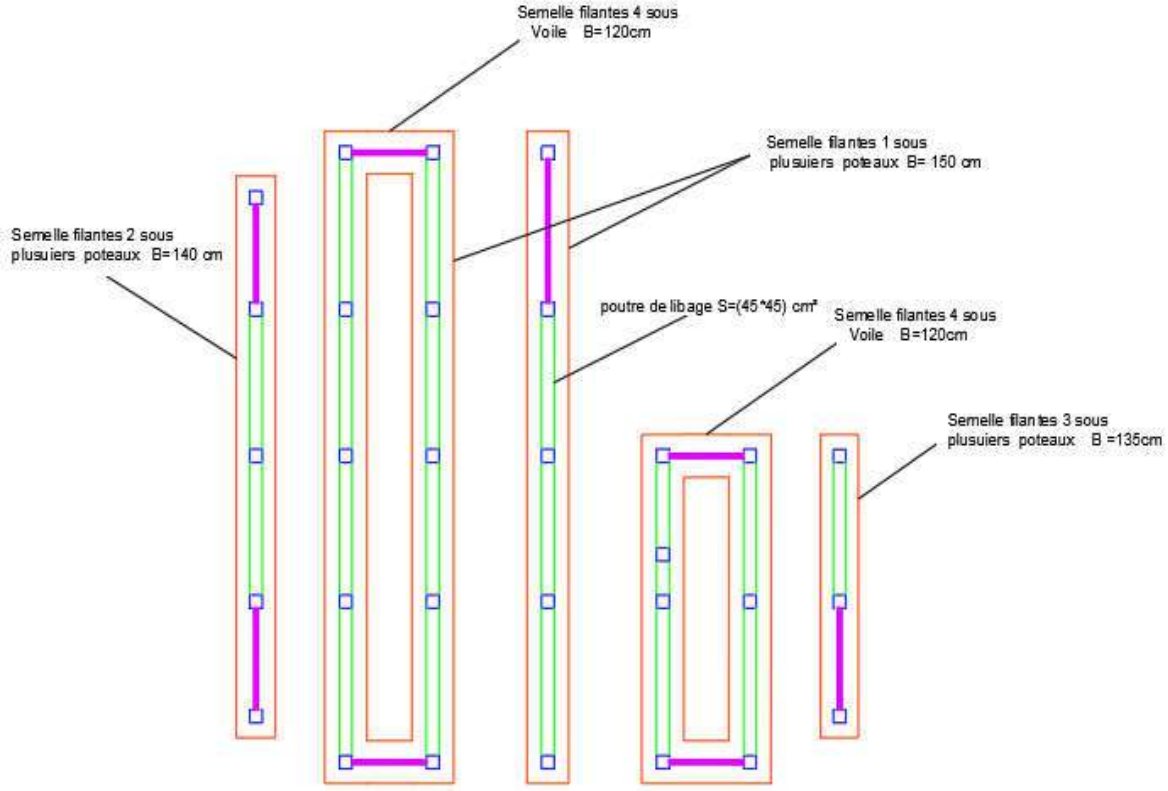


Figure VI.3: Les dimensions finales des semelles filantes.

VI.5.Calcul de Ferraillage

VI.5.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Touat long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$

Tableau VI.7 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S-F4	435,987	21,90	5,025	20	Diagramme trapezoidal

Tableau VI.8 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.cal}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép\ cal}$ (cm^2)	$A_{a.rép\ adopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
S-F4	435,987	21,90	1,2	6,33	7HA12 =7,92	16	1,98	7HA12=7,92	20

VI.5.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

VI.5.2.1. Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.9 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$

S1-F1	1671,75	45,87	2,74	25,00	Diagramme trapezoidal
S1-F2	821,57	29,14	3,54	23,33	Diagramme trapezoidal
S1-F3	452,144	-18,09	3,97	22,50	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

VI.5.2.1.a Armatures principales

Tableau VI.10 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S-F1	1671,75	45,87	5,15	1,5	19,88	35HA12=39,58	7HA12=7,92	15
S-F2	821,57	29,14	4,95	1,4	17,71	32HA12=33,29	7HA12=7,92	15
S-F3	452,144	-18,09	4,4	1,35	6,57	25HA12=28,27	6HA12=7,92	20

VI.5.2.1.b Armature de repartitions

Tableau VI.11 : Ferraillages des armatures de répartition de la semelle

Semelle	$A_{b.adoptée\ /ml}$(cm^2)	$A_{rep\ calu}$(cm^2)	$A_{rep\ choisie}$(cm^2)	St ($cm^{2)}$
S-F1	7HA12=7,92	2,97	8 HA12=9,049	20
S-F2	7HA12=7,92	2,77	7 HA 12=7,917	20
S-F3	6HA12=6,78	2,28	6 HA 12=5,655	25

VI.5.2.2. Longitudinalement

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté} \quad ; \quad q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle} + + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1{,}35 \times (P_{semelle} + + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

ELU				**ELS**			
Parameter de calcul		σ_u (kPa)	q_u (kN/ml)	Parameter de calcul		σ_{ser} (kPa)	q_{ser} (kN/ml)
L (m)	15,75	175,50	262,76	**L (m)**	15,75	101,03	165,46

$\sum N_u$(kN)	4128,75			$\sum N_{ser}$(kN)	1815,51		
$P_{semelle}$(kN)	248,03			$P_{semelle}$(kN)	248,03		
$P_{P.libage}$(kN)	79,73			$P_{P.libage}$(kN)	79,73		
$P_{remblai}$(kN)	420,22			$P_{remblai}$(kN)	420,22		

Pour Déterminations des moments de la poutre de libage on utilisant la méthode de Caquot voir Annexe C les résultant résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-722,08	500,95	807,70	-454,69	315,45

VI.5.2.2.a. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P. libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S-F1	Travées	500,95	21,87	0,00	4HA20+4ChHA20=25,133
	Appuis	-722,08	33.01	0,00	4HA20+8Ch HA20=37,699

VI.5.2.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa ; $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S1-F1	Travées	315,45	25,133	/	8,15	198,6	/	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-454,69	/	37,699	10,4	/	169,40		

VI.5.2.2.c. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{807{,}70 \times 1000}{450 \times 720} = 2{,}43\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

VI.5.2.2.d. Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P. libag	T (kN)	τ_u (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S1-F1	807,70	2,43	17,85	2.25	18.75	37,5	2,025	10	15	4HA10=3,142

VI.5.2.2.e. Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre. Ap = 0,002xbxh donc Ap= 6,75cm^2 Donc on adopte Ap = 6 HA 12 = 6,78cm^2

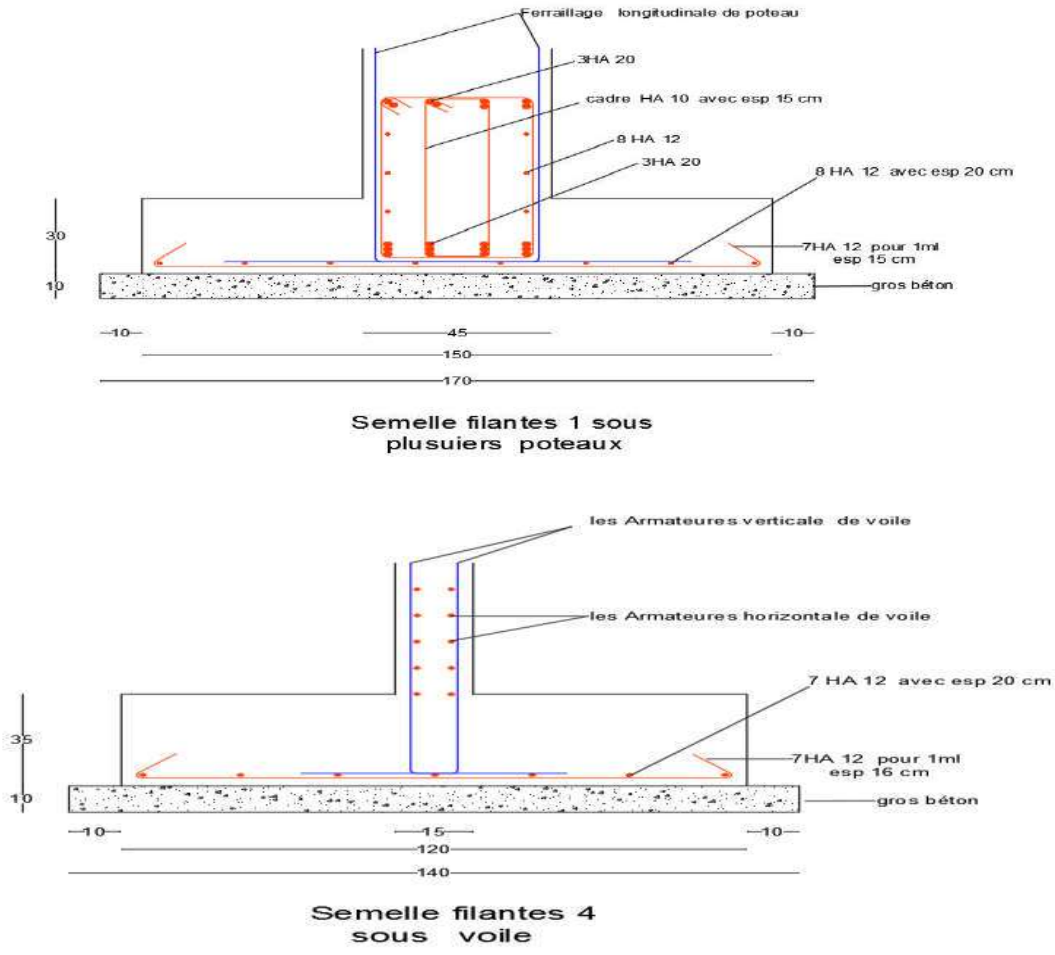


Figure VI.3: Le ferraillage des semelles

VI. 6. Les longrines

VI.6.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposantes sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, elles servant à solidariser les point d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif des ces pointes d'appuis dans le plan horizontale. Elles transfèrements l'effort normale provenant par les charges et surcharge en un effort de traction.

VI.6.2. prédimensionnement

- **Selon Art 10.1.1 RPA 99 Version 2003**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 30\ cm^2$; $\alpha = 10\ (Zone\ III, S3)$

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

$$F_u = \frac{N_u}{10} = \frac{2147,37}{10} = 214,73 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{ CV}$$

$$F_s = \frac{N_s}{10} = \frac{1217,30}{10} = 121,73 \geq 20 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

VI. 6.3. Recommandation des règlements

- **Selon RPA 99 Version 2003**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1) …….. [**Art 10.1.1. RPA99v2003**].

• Armatures transversales …… [**Art 7.5.2.2 RPA99v2003**].

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003.St.b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St=min [$\frac{h}{4}$, 12Φl]……..zone nodale

St ≤ $\frac{h}{2}$ ……..zone courant

- **Selon CBA**

La section des armatures longitudinales est: A ≥ Amin =b. h/1000 [**A. 7. 1. 2. 1 CBA93**]

Le diamètre des armatures transversales est :

Øt ≤ min [h/35; bo/10; Øl] … … … [**A. 6. 4. 2 CBA93**]

Calcule et vérification de l'espacement :

• St = min[0.9d ; 40cm] … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**].

• $\frac{At \times fe}{b \times St}$ ≥ 0.4 Mpa … … … … [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**].

• $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ … …. …. [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**].

Avec K=1, α=90

VI. 6.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les armatures longitudinale sont donné par $A_U = \frac{F_u}{\sigma_s}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines.

Section cm²	N_u KN	F_u KN	Acal cm²	A ch cm²	Amin CBA	Amin RPA	Verfi
30 x 30	2147,37	214,73	5,36	8HA12=9,05	0,9	5,4	CV

Condition non fragilité B ≤ $\frac{FeE\ xA}{F_{tj}}$ avec F_{tj}=0,6+0 ,06F_{c28}== F_{tj}=2,1MPa

Donc 90000 mm^2 ≤ 172380,95 mm² CV

La section des armatures est satisfait pour équilibre l'effort de traction

VI.6.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service

$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{\alpha . A}$; $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\}$. … … Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1217,30	121,73	9,05	134,51	201,63	CV

VI.6.6. Calcul des armatures transversales

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales des longrines.

h(mm)	$\phi_t \leq \frac{h}{35}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	A min RPA (cm^2)	$St_{choisie}$ (cm)	St RPA (cm)
300	8	8	3HA8=1,51	1,35	15	15

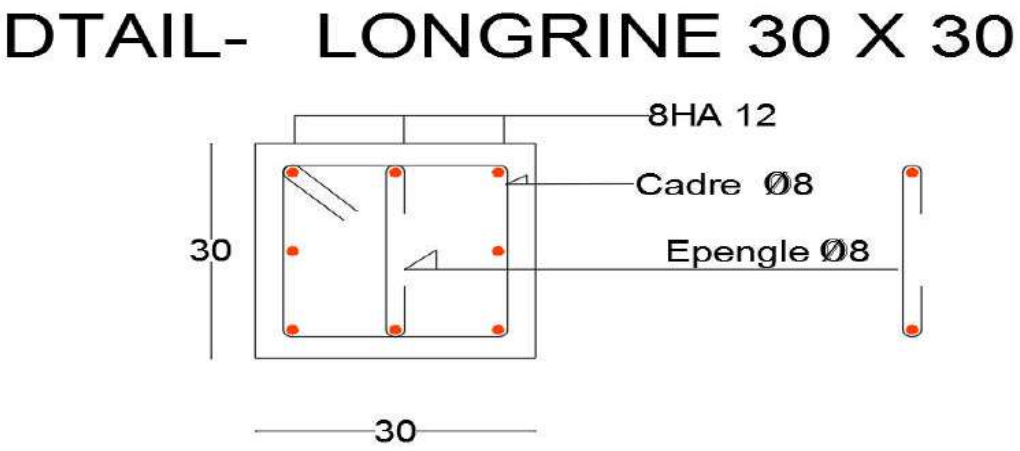


Figure VI.4:Le ferraillage des longrines

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de fortesismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en RDC + 6 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

- ✓ Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de presque 50% de la période fondamentale (de 1,19 secondes pour une structure autostable à 0,65 secondes). Ce qui induit une structure rigide avec un cinquante-huit (58) modes avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il est à noter ici que la modélisation dés éléments secondaires, notamment les porte-à-faux et les escaliers, peut être aussi perturbée le nombre final des modes compté pour atteindre 90% de la participation massique.

- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x30) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14) et même pratique sur le plan exécutif.

- ✓ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 6HA12 au niveau des appuis.

- ✓ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendues dans les poteaux pour tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 5,90 cm² au niveau de $6^{ème}$ étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (68,95 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (30x30cm²).

- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.
- ✓ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93.

- Règles parasismique algérienne RPA version 2003 document technique réglementaire.

- charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.2.2

Logiciels :

- Autocade Version 17.

- SAP 2000 Version 20.

- SOCOTEC.

ANNEXES

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\ d_0{}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres
$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles
$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines
$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$; k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE B

METHODE DE CALCUL DES FLECHES (CBA)

Détermination de l'axe neutre

$$y_g = \frac{h_0\frac{bh_0}{2}+b_0(h-h_0)\left(\frac{(h-h_0)}{2}\right)+h_0+15A_s d}{h_0 b+b_0(h-h_0)+15A_s}$$

Pour une section rectangulaire on a $b=b_0$

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_V - f_i \leq \bar{f} \quad ; \bar{f}\begin{cases}\frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 5\text{ m} \\ 0.5+\frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 5\text{m}\end{cases}$$

$$Avec\ :\ \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10\,E_i I_{fi}} \\ f_V = \frac{M_{ser}\,L^2}{10E_V I_{fV}}\end{cases}$$

Moment d'inertie de la section

$$I_0 = \frac{b_0}{3}[y^3+(h-y)^3]+\frac{(b-b_0)h^3{}_0}{12} + h_0(b-b_0)(y-\frac{h_0}{2})^2 + 15A(y-d)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fV} = \frac{I_0}{1+\lambda_V\mu}\end{cases}$$ Moment d'inertie fictive

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_V = \frac{0.02f_{t28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)}\end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1-\frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}\end{cases}$$

$$E_i = 32164.20\text{ MPa}\ ;\ E_V = 10818.86\text{ MPa}$$

ANNEXE C

LA METHODE FORFAITAIRE

La méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalle calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Charge d'exploitation au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m².
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successive sont dans un rapport comprime enter 0,8 et 1,20.
- De plus, la fissuration doit reste peut nuisible.

$$Q \quad \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

Exposé de la méthode

On désigne chaque travée par

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est} \ \text{int}\textit{ermédiaire} \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_a \geq 0,6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0,5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0,4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0,2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

Mt : Moment en travée.

Mω : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droit.

Ma : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T\omega = T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

$Te = -T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

Avec :

Tω : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Dans les cas ou l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot

LA METHODE DE CAQUOT

La méthode s'applique essentiellement aux planchers des ((construction industrielle)), tel qu'ils sont définis (charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanent ou à 5000 N/m²) et dans le cas la méthode forfaitaire ne pas appliqué.

Exposé de la méthode : Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} \text{L pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot \text{L pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \; k_w = \frac{I_w}{l'_w} \; et \; \text{Où} \; \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

Donc : $\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$

Cas particulier Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constate et en cas d'absence de charge concentrée ; on a le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Donc M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.

M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l'_w + l'_e)} \end{cases}$$

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXE D

FLIXION SIMPLE VERIFECATION DES CONTRAINTE A ELS

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\ MPa$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15[y(A_s + A_s')^2 + (A'_s c' - A_s d')] = 0$$

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

$$\sigma_b = K\ y$$

Pour une fissuration peu nuisible on doit vérifier seule $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable on doit vérifier

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec

Pour fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta\ f_{tj}}\right\}$

Pour fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Pour les armateurs inférieurs $\sigma_s = 15\ K(d-y)$

Pour les armateurs supérieurs $\sigma_s = 15\ K(y-c)$