REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité :structure

Thème
Etude et conception d'un bâtiment à usage d'habitation En (sous-sol +RDC+6 étages)

Présenté par

MENASRI Lamia

KHELLADI Leila

Proposé et Dirigé par

Mr khelladi mohamed

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage. Nous remercions en particulier notre promoteur Mr. KHELLADI Mohammed

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation, paritairement Mr RABEH ALLAH Oussama.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de prés ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicaces

Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes chères et à qui je leurs doit tout.

Avec cette dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciements et ma profonde gratitude.

Tout d'abords, je tiens à dédier ce Modest travail à mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénible de ce long chemin, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, et ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.

A mes frères : Abdelmouneim et Akram et à toute ma famille sans exception.

D'une autre part je dois remercier ceux qui se sont sacrifiés pour nous et pour notre réussite.

A mes amies : Nadjet, Radhia, Khaoula, Safaa, Lamia, Amira, Ines et mes collègues sans exception surtout de la promotion **Génie Civil 2022**.

A mon très chère binôme Lamia

A tous qui m'ont soutenu de près ou de loin en pensées et prières.

KHELLADI LEILA

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الارض + طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة ذات متوسط (منطقة 2ب).

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 un bâtiment en béton armé à usage habitation en sous-sol+ RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya de Médéa, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIb).

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 **:** structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract:

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (one basement +ground floor + six floors), of habitation use It will be built in the province of Medea, which is classified as a seismic zone of a middle level (ZONE IIb).

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 were 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**:** structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1

I.2. Présentation de l'ouvrage 1

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 1

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment..... 1

I.3.2. Dimensions en élévation du bâtiment 1

I.4. Conception de la structure 1

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 1

I.4.2. Planchers 1

I.4.3. Maçonnerie 2

I.4.3.1. L'acrotère 2

I.4.3.2. Escalier..... 2

I.4.3.2.1. L'ascenseur 2

I.4.3.2.2. Caractéristique mécanique des matériaux 2

I.4.3.3. Béton 2

I.5. Ciment..... 2

I.5.1. Granulats..... 2

I.5.2. Béton armé 2

I.5.3. Résistance du béton.....3

I.5.4. Résistance caractéristique à la compression..... 3

I.5.5. Résistance caractéristique à la traction..... 3

I.5.6. Coefficient de poisson 3

I.6. module de déformation longitudinal 3

I.6.1. aciers..... 3

I.6.2. principe de calcul du CBA 93..... 4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 5

II.2. Planchers 5

II.2.2. Predementionnement..... 5

II.2.3. Planchers à corps creux 6

II.3. plancher en dalle pleine 6
II.4. Evaluation des charges 8
II.4.2. Charges permanentes 8
II.4.2.1. Maçonnerie 8
a) Murs intérieurs (simple cloison) 8
b) Murs extérieurs (double cloison) 8
II.4.2.2. Plancher de terrasse 9
a) corps creux 9
II.4.2.3. Plancher d'étage courant 10
a) corps creux 10
II.4.3. Plancher dalle pleine 11
a) Plancher étage courant 11
b) Plancher terrasse 11
II.5. Charge d'exploitation 12
II.5.2.Prédimensionnement des poutres 12
II.5.3. Prédimensionnement poteaux 12
II.5.3.1. Étape de prédimensionnement 13
II.5.3.1.1. Calcul de l'effort normale limite 13
II.5.3.1.1.1. Choix du poteau le plus sollicite 14
II.5.3.1.1.2. Calcule des charges revenant aux poteaux 14
II.5.3.1.1.3. Charge permanant 15
II.5.3.1.1.4. Charge d'exploitations 15
II.5.3.1.2. Calcul de l'effort normale ultime 16
II.5.3.1.2.1. Vérification des conditions 16
II.5.3.1.2.2. De l'article [7.4.1 RPA99V2003] 17
II.5.3.1.3. De l'article [7.5.1 RPA99V2003] 17
II.5.3.1.3.1. Voiles 17
II.5.3.1.3.1. conclusion generale 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 21
III.2. L'acrotère 21
III.2.1. Introduction..... 21
III.2.2. Évaluation des charges 22
III.2.3. Détermination des efforts 22
III.2.4. Ferraillage (à L 'ELU) 22
III.3. Donnees..... 23
III.3.1. Armatures 23
III.3.2. Espacement 24
III.3.2.1.Verification.....25
III.3.2.1.1. Schéma ferraillage 25
III.3.2.2.Escalier.....26
III.3.2.2.1. Première volée 26
III.3.2.2.2. Prédimensionnement 28
III.3.2.2.3. Évaluation des charges paillsse..... 28
III.3.2.2.4. Palier 29
III.3.2.2.5. Combinaison des charges 29
III.4. Détermination des efforts..... 29
III.4.1. Ferraillages à ELU..... 30
III.4.2. Armature 30
III.4.3. Principal..... 31
III.4.4. De repartition..... 31
III.5. Espacement 31
III.5.1. Vérifications 31
III.5.2. Des contraints..... 31
III.5.3. Vérification de la flèche à l ELS 32
III.5.4. 2eme volée 32
III.5.5. Prédimentionnement.....33
III.5.6. Évaluation des charges 33
III.5.7. Paillasse 33
III.5.8. Palier 34
III.5.9. combinaison des charges 34

III.6. Les escaliers 34
III.6.1. Dimensionnement 34
III.6.2. Evaluation des charges et surcharges 35
III.6.2.1. Charges permanentes 35
III.6.2.2. Charges d'exploitation 35
III.6.3. Détermination des efforts 36
III.6.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 37
III.6.4.1. Armatures longitudinales 37
III.6.4.2. Armatures de répartition 38
III.6.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS 38
III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 38
III.6.7. Vérification de la flèche à l'ELS 38
III.6.8. Poutre palière 39
III.6.8.1. Pré dimensionnement 39
III.6.8.2. Evaluation des charges 39
III.6.8.3. Calcul de ferraillage L'ELU 40
III.6.8.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS 40
III.6.8.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU 40
III.6.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS 40

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 43
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure 43
IV.2.1. Centre de masse 43
IV.2.2. Centre de torsion 43
IV.2.2.1. Excentricité theroique 44
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle 44
IV.3. Modélisation de la structure 45
IV.3.1. Introduction.....45
IV.3.2. Modélisation 45
IV.3.3. Analyse de notre structure 45
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 46
IV.3.3.2. Excentricité 46
IV.4. Choix de la méthode de calcul 48

IV.4.1. Introduction.....48
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale 48
IV.4.2.1. Principe de la méthode 48
IV.4.2.2. Modélisation ..... .48
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul..... 48
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 50
IV.4.3.1. Analyse modale 51
IV.4.3.1.1. Comportement modale 51
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 51
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 52
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure ..... 52 a)
Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 52
b) Calcul de la force sismique totale V. 52
c) Vérification de la stabilité au renversement 54
d) Vérification du déplacement en tête 55
e) Vérification des déplacements inter-étage. 55
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 56
a) Vérification de cisaillement des éléments. .....
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 58
c) Vérification de l'effet P-Δ 60
IV.5. Conclusion 61

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 62
V.2. Ferraillage des poutres 62
V.2.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 62
V.2.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 63
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC 64
V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS 64
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 65
V.2.6. Ferraillage des goussets 67
V.2.6.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 67
V.2.6.2. Vérification des contraintes normales à L'ELS 68
V.2.6.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou ACC 68

V.2.6.4. Vérification de la flèche à l'ELS 68
V.2.7. Etude thermique 69
V.2.7.1. Introduction 69
V.2.7.2. La procédure de calcul selon le CBA 93 69
V.2.7.3. Calcul de ferraillages 69
V.2.7.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS..... 70
V.2.7.5. Vérification de cisaillement à l'ELU 70
V.2.7.6. Vérification de la flèche à l'ELS 70
V.3. Ferraillage des poteaux 71
V.3.1. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC 71
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 71
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 71
V.3.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS 73
V.3.3. Armatures transversales 73
V.4. Ferraillage des voiles 77
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 77
V.4.1.1. Calcul des armatures verticales 77
V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS..... 78
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC..... 79
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales 79
V.4.1.5. Armatures d'attache 80
V.4.2. Ferraillage des linteaux 80
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 80
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 80
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 80
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 81
a) Aciers diagonales……...81
b) Armatures longitudinales……...81
c) Armatures transversales……81

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction 83
V.2. Connaissance du site et du sol 83
V.4. Les efforts normaux à base de la structure 84
V.5.1. Dimensionnement des semelles isolées 84
V.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 85
V.5.3.1. Vérifications des contraintes 86
V.5.3.2. Vérification de la stabilité au renversement 87
V.5.3.3. Vérification de poinçonnement 87
V.5.3.4. Calcul de Ferraillages à l'ELU 87
V.6. Calcul des semelles filantes 88
V.6.1. Dimensionnement des semelles filantes 88
V.6.2. Vérification de la stabilité au renversement..... 88
V.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 89
V.6.4. Ferraillage des semelles filantes 89
V.6.5. Pré dimensionnement de la poutre de libage 91
V.6.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 91
V.6.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 91
V.6.8. Ferraillage Poutre de libage 91

Liste des figures

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux 5
Figure II.2 : Surface de plancher supportée par le poteau rectangulaire le plus sollicité. 11
Figure II.3 : Règles de pré dimensionnement des voiles. 13
Figure II.4 : Vue en plan et vue en 3D du voile 13

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère. 21
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère 23
Figure III.3 : Section de calcul 24
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère. 25
Figure III.5 : Schéma statique de première volée 26
Figure III.6 : Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS. 27
Figure III.7 : Diagramme retenu des moments à l'ELS e à l'ELU. 27
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU... 27
Figure III.9 : Section de calcul. 27
Figure III.10 : Schéma statique de la 2éme volée 28
Figure III.11 : Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS 29
Figure III.12 : Diagramme retenu des moments à l'ELU 30
Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. 20
Figure III.14 : Section de calcul 32
Figure III.15 : schéma statique de la poutre palière 33
Figure III.16 : Poutrelle après coulage 34
Figure III.17 : Distribution des charges 34
Figure III.18 : sens de poutrelles (coffrage plancher). 36
Figure III.19 : Diagrammes des moments à ELU. 36
Figure III.20 : Diagrammes des moments à ELS 37
Figure III.21 : Diagrammes d'effort tranchant 37
Figure III.22 : Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant) 39
Figure III.23 : Schéma statique de la dalle. 41
Figure III.24 : Lignes de rupture de la dalle 42

Figure III.25 : Section de calcul 41
Figure III.26 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine 41
Figure III.27 : Section de calcul. 42

Figure III.22 : Vérification de poinçonnement. 43

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Centre de masse et centre de rigidité 47

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres principales 66
Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire. 67
Figure V.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles 67
Figure V.4 : Ferraillage de voile plein 6 68
Figure V.5 : Disposition des armatures de linteaux 72
Figure V.6 : Ferraillage des linteaux 74

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1 : Les bulbes de pression sous la semelle 84
Figure VI. 2 : chevauchement des bulbes de pression sous la semelle 84
Figure VI. 3 : Les dimensions finales des semelles filantes 86
Figure VI. 4 : Le ferraillage des semelles filantes sous voile 88
Figure VI. 5 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage 88
Figure VI.13 : Dessin de ferraillage de longrines 95

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances... 3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Charge permanente du mur simple cloison. 7
Tableau II.2 : Charge permanente du mur double cloison 8
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux). 8
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux). 9
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine). 9
Tableau II.6 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine) 10
Tableau II.7 : Charge d'exploitation des différents planchers 10
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poutres. 11
Tableau II.9 : Calcul de l'effort normal limite 14
Tableau II.10 : Calcul des charges permanentes 14
Tableau II.11 : Calcul des charges d'exploitations. 15
Tableau II.12 : Calcul de l'effort normale ultime. 14
Tableau II.13 : Vérification des dimensions des poteaux 16
Tableau II.14 : Vérification des dimensions des poutres... 8
Tableau II.15 : Résultats de pré dimensionnement des éléments 8

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Evaluation des charges 21
Tableau III.2 : Détermination des efforts. 22
Tableau III.3 : Paramètres de calcul. 22
Tableau III.4 : Armatures verticales et horizontales... 22
Tableau III.5 : Espacement des armatures 22
Tableau III.6 : Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU). 22
Tableau III.7 : Dimensions de l'escalier 25
Tableau III.8 : Pré dimensionnement de l'escalier... 26

Tableau III.9 : Evaluation des charges de la paillasse. 28
Tableau III.10 : Evaluation des charges du palier. 28
Tableau III.11 : Combinaisons des charges. 28
Tableau III.12 : Détermination des efforts 29
Tableau III.13 : Paramètres de calcul. 30
Tableau III.14 : Armatures principales. 30
Tableau III.15 : Armatures de répartition 30
Tableau III.16 : Espacement des armatures 31
Tableau III.17 : Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). 32
Tableau III.18 : Vérification de la flèche (à l'ELS). 32
Tableau III.19 : Dimensions de l'escalier. 33
Tableau III.20 : Pré dimensionnement de l'escalier 33
Tableau III.21 : Evaluation des charges de la paillasse. 33
Tableau III.22 : Evaluation des charges du palier 33
Tableau III.23 : Combinaisons des charges. 33
Tableau III.24 : Détermination des efforts... 35
Tableau III.25 : Paramètres de calcul. 35
Tableau III.26 : Armatures principales... 36
Tableau III.27 : Armatures de répartition. 36
Tableau III.28 : Espacement des armatures 37
Tableau III.29 : Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU) 37
Tableau III.30 : Pré dimensionnement de la poutre palière. 38
Tableau III.31 : Détermination des efforts. 38
Tableau III.32 : Calcul du ferraillage à l'ELU 38
Tableau III.33 : Vérification du ferraillage selon les règlements. 39
Tableau III.34 : Vérification du ferraillage à l'ELS 39
Tableau III.35 : Armatures transversales 40
Tableau III.36 : Vérification de la flèche. 40
Tableau III.37 : Dimensions de poutrelles. 40
Tableau III.38 : Evaluation des charges de poutrelles. 41
Tableau III.39 : Détermination de nombre des étaiements... 41
Tableau III.40 : Evaluation des charges 42

Tableau III.41 : Combinaisons des charges 43
Tableau III.42: Détermination des efforts 43
Tableau III.43 : Armatures longitudinales (terrasse + étage courant) 44
Tableau III.44 : Armatures transversales... 44
Tableau III.45 : des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU) 44
Tableau III.46 : Vérification de la flèche (à l'ELS). 45
Tableau III.47 : Paramètres de calcul... 45
Tableau III.48 : Ferraillage à l'ELU 45
Tableau III.49 : Espacement... 46
Tableau III.50 : Vérification des contraintes à l'ELS 46
Tableau III.51 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.... 46
Tableau III.52 : Vérification de la flèche (à l'ELS). 46
Tableau III.53 : Poids de la machine... 47
Tableau III.54 : Détermination des charges 47
Tableau III.55 : Sollicitations de la dalle machine. 48
Tableau III.56 : Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y) 48
Tableau III.57 : Vérification des contraintes à l'ELS 48
Tableau III.58 : Vérification des contraintes de cisaillement 49

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion. 49
Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions. 49
Tableau IV.3 : Justification de coefficient de comportement R suivant X. 50
Tableau IV.4 : Justification de coefficient de comportement R suivant Y. 50
Tableau IV.5 : détermination du facteur de qualité Q de la structure 50
Tableau IV.6 : Comportement des trois premiers modes 51
Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir. 52
Tableau IV.8 : Les valeurs de la force sismique 53
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 53
Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 54
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X... 55
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 56
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ... 57

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres.....57
Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des Poteaux...58
Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles.....58
Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit.....59
Tableau IV.18 : Dimensions finales des éléments...60

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculée d'armatures des poutres.....62
Tableau V.2 : La choisie d'armatures des poutres section).....63
Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.....63
Tableau V.4 : Vérification des contraintes de cisaillement.....63
Tableau V.5 : Vérification de la flèche des poutres principales.....63
Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.....64
Tableau V.7 : Vérification de la flèche de chainage.....64
Tableau V.8 : La section d'armatures transversales.....64
Tableau V.9 : La section d'armatures des poteaux.....64
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....65
Tableau V.11 : La section d'armatures transversales des poteaux.....65
Tableau V.12 : calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X**).**.....65
Tableau V.13 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).....65
Tableau V.14 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA...67
Tableau V.15 : calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y**) ...**.....67
Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).....68
Tableau V.17 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA.....68
Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).....68
Tableau V.19 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).....68
Tableau V.20 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).....69
Tableau V.21 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).....69
Tableau V.22 : Choix de la méthode de calcul.....70
Tableau V.23 : La section d'armatures des linteaux...70
Tableau V.24 : La section choisie d'armatures des linteaux...70

CHAPITRES VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS... 85
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS 87
Tableau VI.3 : Vérification de la stabilité au renversement 88
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement 88
Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes. 90
Tableau VI.6 : Dimensionnement de la poutre de libage... 90
Tableau VI.7 : Vérification de poinçonnement 91
Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile 91
Tableau VI.9 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile 92
Tableau VI.10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau 92
Tableau VI.11 : Ferraillages des armatures principales de la semelle... 93
Tableau VI.12 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage... 94
Tableau VI. 13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 94
Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. ... 95
Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 95

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

As1 : Section d'acier en appui

As2 : Section d'acier en travée

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

Ach : Section choix

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.

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,T: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} T: 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,e : épaisseur.

eo : 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,S, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : Métre 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

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

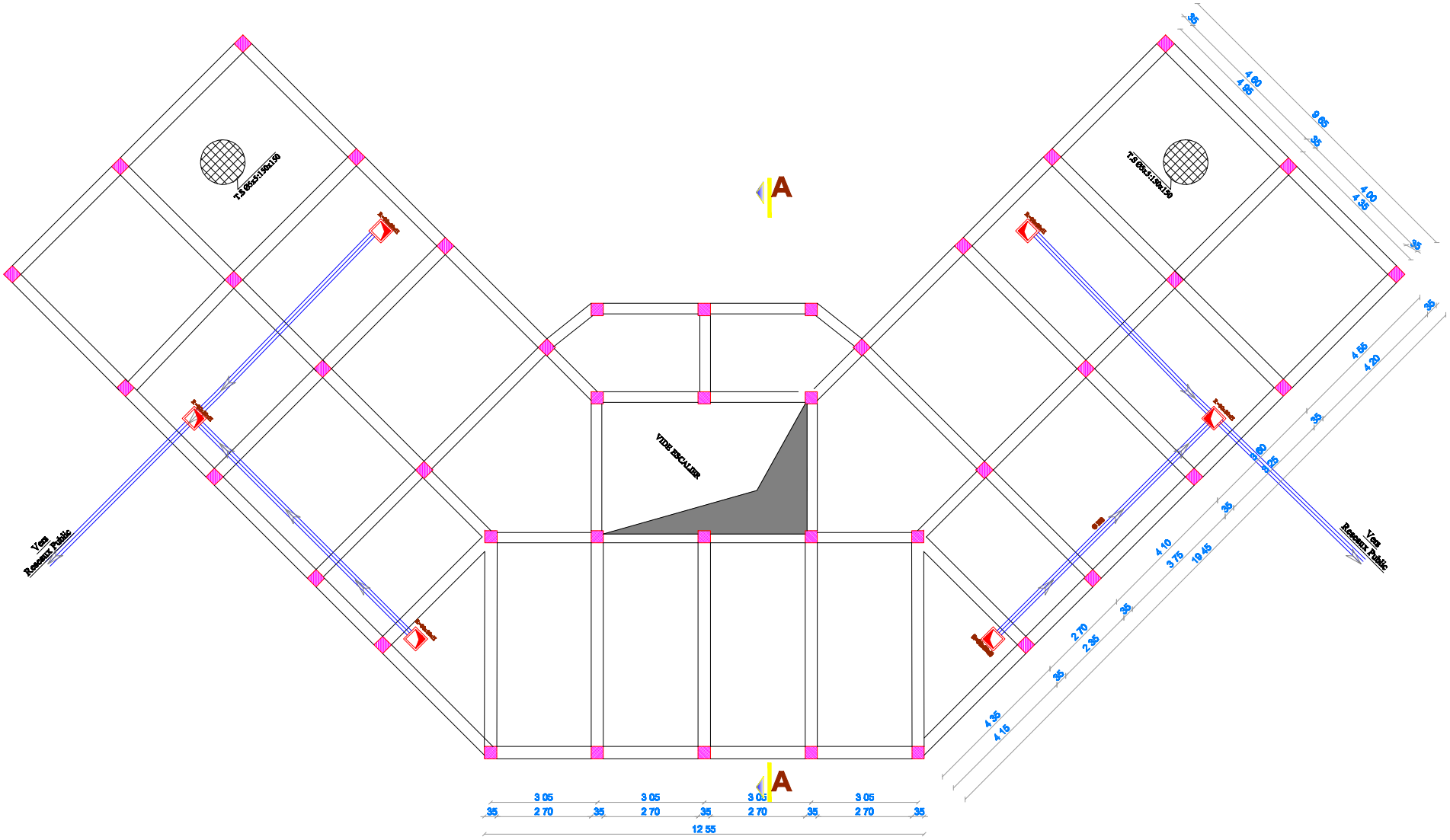
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

PLAN DE REGARD

BLOC D'ANGLE A & B

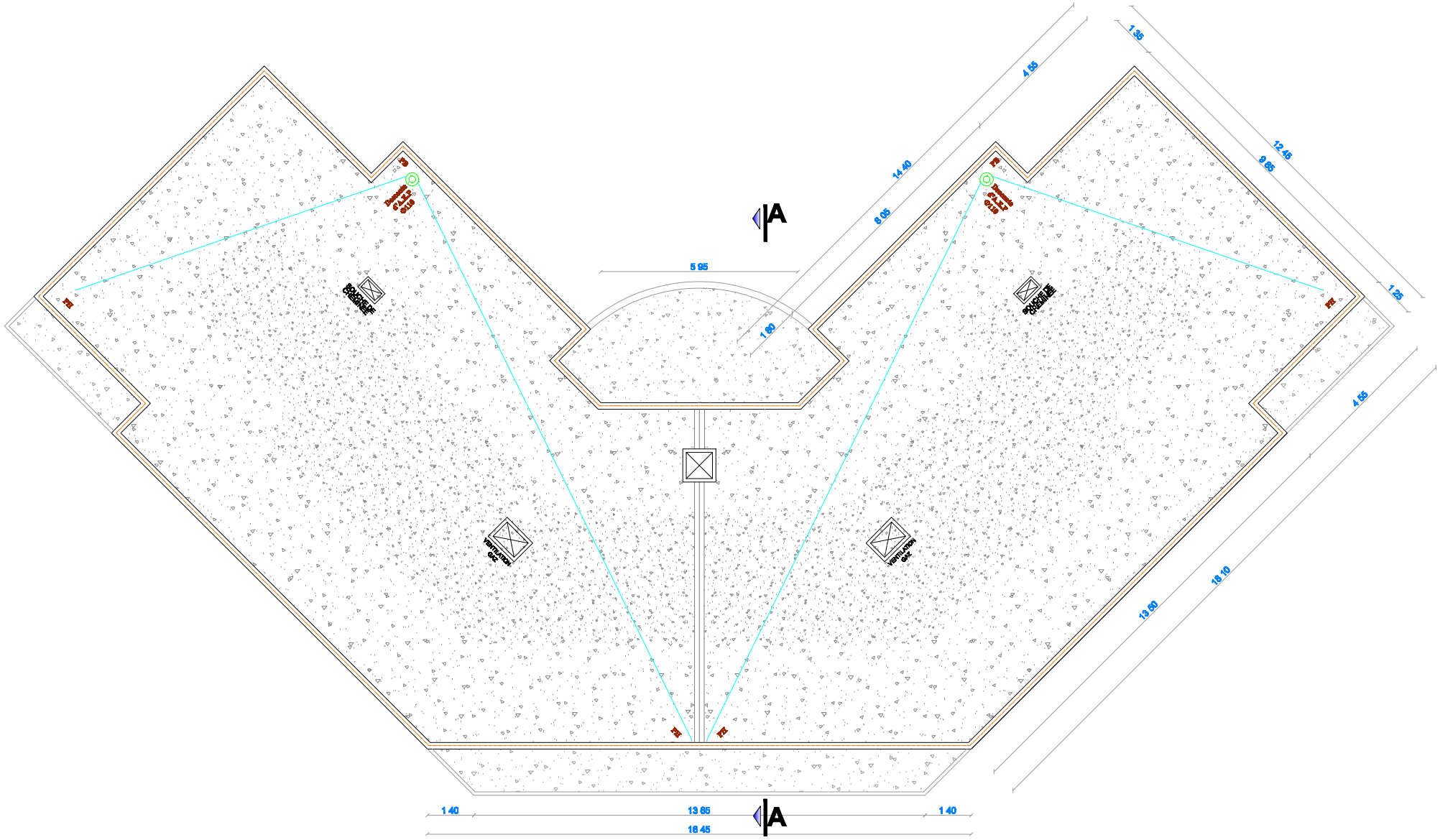
ECH 1/100



PLAN DE TERRASSE

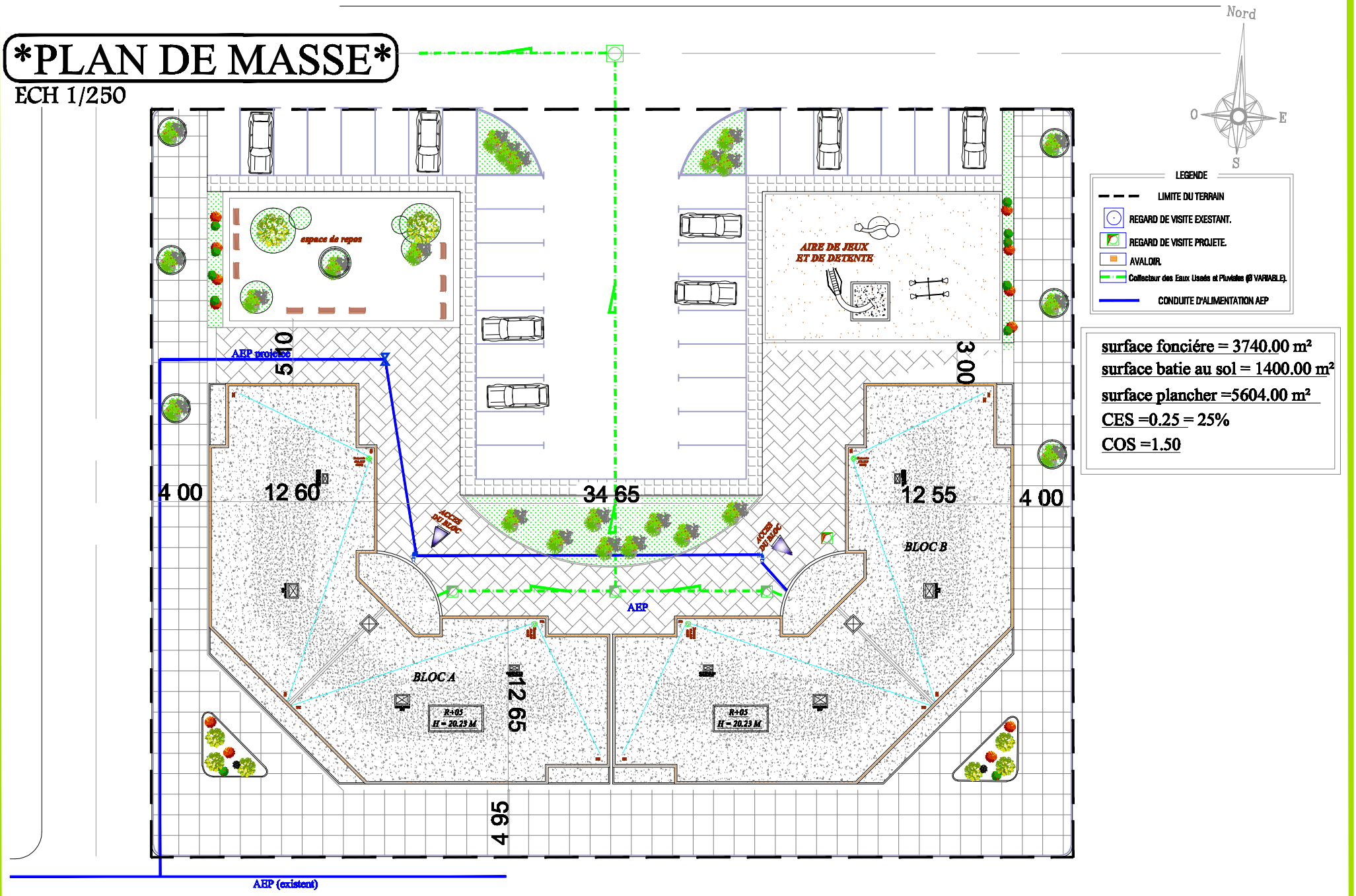
BLOC D'ANGLE A & B

ECH 1/100



PLAN DE MASSE

ECH 1/250



surface foncière = 3740.00 m²

surface batie au sol = 1400.00 m²

surface plancher =5604.00 m²

CES =0.25 = 25%

COS =1.50

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela nous avons choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'études « GC plus ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet, il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment SS+ RDC +6 étages.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichis et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

-Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

-Le deuxième chapitre traite le calcul du pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

-Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

-Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». Nous présentons d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.

-Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

-Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels (règlements), ce qui oblige le concepteur en génie-civil à tenir compte des données suivantes :

- L'usage ;
- La résistance et la stabilité conformément aux calculs et aux règlements ;
- Le volé architecturales, fonctionnement volumétrie et esthétiques ;
- Les conditions économiques.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet d'étude est un calcul d'un bâtiment (bloc angle) en béton armé de (SOUS SOL+R.D.C+6 ETAGES) à usages d'habitation qui sera implanté à Médéa. C'est un site classé comme une zone de moyenne sismicité (zone □b) selon le **RPA99 version 2003**.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93** ainsi que le règlement parasismiques **RPA99 version 2003.**

1.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

1.2.1. Dimensions en plan

- Longueur totale: ..... 42.40 m.
- Largeur totale: ..... 22.65 m.

1.2.2. Dimensions en élévation

- Hauteur de sous-sol : .....4.08 m
- Hauteur d'étages courants : ..... 3.23 m
- Hauteur totale du bâtiment :..... 26.69 m

1.3. Conception de la structure

1.3.1. Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment étudié présente une hauteur dépassant les 08m, à cet effet les règles parasismiques algériens (RPA99), préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour la stabilisé l'ensemble de la structure sous l'effet des actions verticales et horizontales. Dans ce cas les voiles de contreventement reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et les charges horizontales qui seront reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre également, en

plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

1.3.2. Planchers

Nous avons 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.

1.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses, concernant les murs extérieurs (double cloison), ils sont réalisés en deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 10 cm. Tandis que les murs intérieurs de séparation sont réalisés en simple cloison de même type de briques.

1.3.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure réalisé généralement en béton armé, elle entoure toute la périphérie de la terrasse de bâtiment d'un voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales au niveau de la terrasse.

1.3.5. Escalier

L'escalier est considéré également comme un élément secondaire dans les bâtiments, son principal rôle est d'assurer la circulation entre les étages, à cet effet nous avons un seul type d'escalier a été utilisé dans notre bâtiment appelé escalier droit à trois volées.

1.3.6. L'ascenseur

L'ascenseur est un élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

1.4. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment sont conformes aux recommandations des règles techniques de CBA93.

1.4.1. Béton

Le béton est constitué par d'un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelé « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans présence de matières organiques, il doit 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 que sa faible résistance à la traction. Il doit tenir compte également des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adopté est déterminée en fonction de granulats et ciment disponibles. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [4].

1.4.2. 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, nous utiliseront 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.

1.4.3. Granulats

Dans cette étude on utilise un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier sont envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue et une résistance soucheté.

1.4.4. 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. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre, ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

1.4.4.1. Résistance du béton

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

1.4.4.1.1. 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 = 16cm et H = 32cm) 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 :

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

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

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

1.4.4.1.2. 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]:

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

1.4.4.2. 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).

1.4.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée (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]

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

1.4.5. 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 suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures transversales	FeE 400	Ø6et Ø8
	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que 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.

1.5. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

-Etat limite ultime (ELU) basé sur:

1- La compression du béton.

2- L'ouverture des fissures.

3- La déformation.

-Etat limite de service (ELS) basé sur :

1- Equilibre statique.

2- L'ouverture des fissures.

3- La stabilité de forme.

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.

-a résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.

-Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.

-Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.

-Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : HA « Fe**=** 400MPa »
- Transversales : RL «Fe=400MPa»(si nécessaire on adoptera HA8)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe **=** 520MPa »

II.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement est un calcul permet de définir les dimensions des éléments de la structure en utilisant les règlements en vigueur [CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99v2003] [1]

II.2. PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité a l'incendie.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1. Pré dimensionnement

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Pour la détermination de la hauteur totale, on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

h_t : la hauteur totale du plancher.

Avec : L_{max} : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : *L = 460 cm*, donc

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 16.8 \leq h_t \leq 21 \Rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 28.67\text{cm}$$

On prend alors : $h_t = (16+4)$ cm $\Rightarrow$ plancher étages courants.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

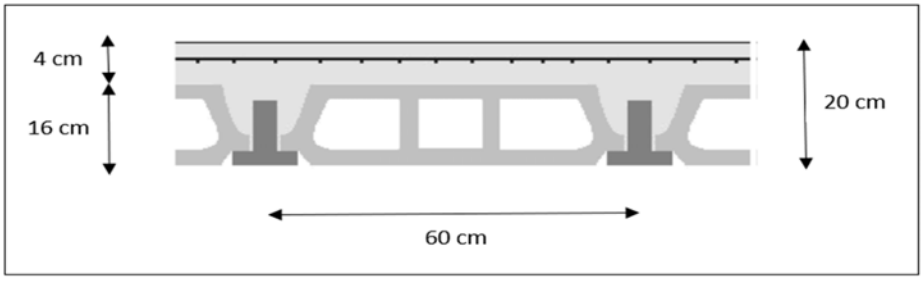


Figure II. 1.Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Le pré-dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

♦ Dalle reposant sur 3 appuis :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Avec : e : l'épaisseur de la dalle.
L_{max} : la plus longue portée mesurée à nu d'appuis

Dans notre cas, on a :

◆ Dalle reposant sur 3 appuis : $L_{max} = 495cm$

$$\frac{495}{45} \leq e \leq \frac{495}{40} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12.38$$

Comme le RPA exige un minimum de 15cm d'épaisseur alors On adopte **e = 15 cm.**

II.2.2. Évaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.2.2.1. Charges permanentes

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre. Et cela afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. [VI-Annexes DTR B.C.2.2]

II.2.2.1.1. Maçonnerie

a) Mur intérieur

Tableau II. 1.Charge permanente du mur simple cloison.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)	**1,62**		

b) Mur extérieur

Tableau II. 2.Charge permanente du mur double cloison.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Enduit en ciment	2×0,02	18	0,72
Brique creuse	2×0,1	9	1,80
Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)	**2,52**		

II.2.2.1.2. Plancher de terrasse

a) Corps creux

Tableau II. 3.Charge permanente du plancher de terrasse (corps creux).

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Gravillons roulés	0,04	20	0,80
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Papier kraft	-	-	0,05
Forme de pente	0,01	22	2,20
Plaque de liège	0,04	4	0,16
Pare vapeur	0,01	6	0,06
Film polyane	-	-	0,01
Corps creux	0,16+0,04	-	2,80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6,40**		

II.2.2.1.3. Plancher d'étage courant

a) Corps creux

Tableau II. 4.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux).

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de ciment	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Corps creux	0,16+0,04	-	2,80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Simple cloison	0,10	-	1,62
G (kN/m^2)	**5.96**		

II.2.2.1.4. Plancher Dalle pleine

a) Plancher étage courant

Tableau II. 5.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine).

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de ciment	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6.91**		

b) Plachner terrasse

Tableau II. 6.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Gravillons roulés	0,04	20	0,80
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Papier kraft	-	-	0,05
Forme de pente	0,01	22	2,20
Plaque de liège	0,04	4	0,16
Pare vapeur	0,01	6	0,06
Film polyane	-	-	0,01
Dalle pleine	0 ,15	-	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**7,35**		

II.2.2.2. Charges d'exploitations

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale" [IV-Charges d'exploitations DTR B.C.2.2].

Tableau II. 7.Charge d'exploitation des différents planchers.

Usage	**Q (kN/m^3)**
Terrasse inaccessible	**1**
Etage courant	**1.5**
Dépôt	**3.5**

II.3. PRE DIMENSSIONNEMENT DES POUTRES

Le pré-dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_{max} : \text{la portée maximale de la poutre (entre nus).} \\ h : \text{la hauteur de la poutre.} \\ b : \text{la largeur de la poutre.} \end{cases}$$

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions du [Art 7.5.1 RPA99v2003] [4]

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II. 8.Pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	$L=460\,cm$	$L=420cm$
Pré dimensionnement	$30.66 \leq h \leq 46$ On adopte h = 40 cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ On adopte b = 30 cm	$28 \leq h \leq 42$ On adopte h = 35 cm $9 \leq b \leq 21$ On adopte b = 30 cm
Vérifications selon RPA99v2003	$b = 30 \geq 20$ cm $h = 40 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 \leq 4$ (Conditions vérifiées)	$b = 30 \geq 20$ cm $h = 35 \geq 30$ cm $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}16 \leq 4$ (Conditions vérifiées)
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}09 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$

- **Sections adoptées**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT POTEAUX

Pour le pré-dimensionnement 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 pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.4.1. Etapes de pré-dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et des charges d'exploitations.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Le calcul sera suivant la formule imposée par [Art B.8.4.1 CBA93] [5]

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

N_u : l'effort normale ultime = 1,35G + 1,5Q.

G, Q : la charge permanente et la charge d'exploitation agissent sur le poteau

b_1, h_1 : les dimensions du poteau.

A_s : la section d'acier minimale = $\frac{B}{1000}$.

α : le coefficient de réduction = $\begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50. \\ 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$

λ : l'élancement mécanique du poteau = $\frac{L_f}{i}$.

L_f : la longueur du flambement = $0,707L_0$.

i : le rayon de giration = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. rectangulaire).

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions imposées par [Art 7.4.1 RPA99v2003]

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

II.4.2. Calcul de l'effort normal limite

Tableau II. 9.Calcul de l'effort normal limite.

Étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	B_r (mm²)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m⁴)	λ	α	A_s (cm²)	N_{limite} (kN)
6ème	35	35	108900	3.23	2.26	0.101	22.376	0.785	122,5	1616.531
5ème	35	35	108900	3.23	2.26	0.101	22.376	0.785	122,5	1616.531
4ème	40	40	144400	3.23	2.26	0.115	19.652	0.799	160	2181.051
3ème	40	40	144400	3.23	2.26	0.115	19.652	0.799	160	2181.051
2ème	40	40	144400	3.23	2.26	0.115	19.652	0.799	160	2181.051
1er	45	45	184900	3.23	2.26	0.130	17.51	0.810	202.5	2827.06
RDC	45	45	184900	3.23	2.26	0.130	17.51	0.810	202.5	2827.06
Sous-sol	45	45	184900	4.08	2.86	0.130	22	0.788	202.5	2753.673

II.4.1. Choix du poteau le plus sollicité

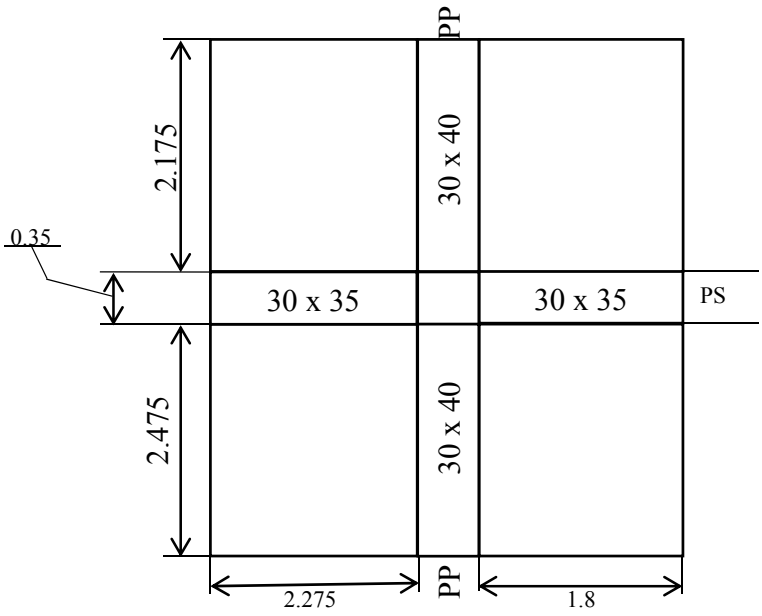


Figure II.2. Surface de plancher supportée par le poteau rectangulaire le plus sollicité.

II.4.1. Calcul des charges revenant aux poteaux

II.4.1.1. Charges permanentes

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = $S_{plancher\ t\ ou\ c}$ x poids du plancher

$G_{poutre\ p\ ou\ s}$ = b x h x $L_{poutre\ p\ ou\ s}$ x poids volumique du béton

G_{poteau} = b x h x h_e x poids volumique du béton

S_p : La surface complète du plancher

Tableau II. 10.Calcul des charges permanentes.

Étage	Poteau	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G_{poteau} (kN)	$G_{étage}$ (kN)	$G_{cumulé}$ (kN)
6ème	0,1225	131.865	11.288	8.381	9.892	161.426	**161.426**
5ème	0,1225	131.865	11.288	8.381	9.892	161.426	**322.852**
4ème	0,16	131.865	11.288	8.381	12.92	164.454	**487.306**
3ème	0,16	131.865	11.288	8.381	12.92	164.454	**651.760**
2ème	0,16	131.865	11.288	8.381	12.92	164.454	**816.214**
1er	0,2025	131.865	11.288	8.381	16.35	167.823	**984.037**
RDC	0,2025	131.865	11.288	8.381	16.35	167.823	**1151.86**
Sous-sol	0,2025	131.865	11.288	8.381	20.655	172.189	**1324.049**

II.4.1.1. Charges d'exploitations

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

On applique la loi de dégression imposée par [Art 6.3 DTR BC.2.2]

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{2n}\sum Q_n$$

Avec : $\begin{cases} \text{n: numérotation d'étage à partir du sommet du bâtiment.} \\ Q_0 : \text{la charge d'exploitation du plancher terrasse.} \\ Q_n : \text{la charge d'exploitation du plancher d'étage n.} \end{cases}$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand $n \geq 5$.

Avec : S_t : La surface complète reprise par le poteau.

Tableau II. 11.Calcul des charges d'exploitations.

Étage	S_t (m²)	$Q_{plancher}$ (kN)	$Q_{étage}$ (kN)	(3+n) /(2n)	$Q_{cumulé}$ (kN)
6ème	22.125	1	22.125	_	**22.125**
5ème	22.125	1.5	33.188	1	**55.313**
4ème	22.125	1.5	33.188	0.95	**86.842**
3ème	22.125	1.5	33.188	0.90	**116.711**
2ème	22.125	1.5	33.188	0.85	**144.921**
1er	22.125	1.5	33.188	0.80	**171.471**
RDC	22.125	1.5	33.188	0.75	**196.362**
Sous-sol	22.125	3.5	77.438	0.71	**251.343**

II.4.2. Calcul de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré de 10% pour le poteau le plus sollicité (poteau central).

Tableau II. 12.Calcul de l'effort normale ultime.

Étage	$G_{cumulé}$ (kN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1,1N_u$ (kN)	N_{limite} (kN)	Vérification
6ème	161.426	22.125	251.113	276.224	1616.531	Vérifié
5ème	322.852	55.313	518.820	570.702	1616.531	Vérifié
4ème	487.306	86.842	788.126	866.939	2181.051	Vérifié
3ème	651.760	116.711	1054.943	1160.437	2181.051	Vérifié
2ème	816.214	144.921	1319.270	1451.197	2181.051	Vérifié
1er	984.037	171.471	1585.656	1744.222	2827.06	Vérifié
RDC	1151.86	196.362	1849.554	2034.509	2827.06	Vérifié
Sous-sol	1324.049	251.343	2164.481	2380.929	2753.673	Vérifié

II.4.3. Vérification des conditions

II.4.3.1. De l'article [7.4.1 RPA99v2003]

Tableau II. 13.Vérification des dimensions des poteaux.

Etage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\min(b_1,h_1)$	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\min(b_1,h_1)\geq 30$ cm	$\min(b_1,h_1)\geq\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b_1}{h_1}\leq 4$
6ème	35	35	35	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
5ème	35	35	35	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
4ème	40	40	40	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
3ème	40	40	40	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
2 ème	40	40	40	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
1er	45	45	45	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
RDC	45	45	45	16.15	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol	45	45	45	20.4	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.4.3.2. De l'article [7.5.1 RPA99v2003]

Tableau II. 14.Vérification des dimensions des poutres.

Étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	b_{max} (cm)	$1,5h_1+b_1$	$b_{max}\leq 1,5h_1+b_1$	$d=\lvert b-b_1\rvert$	$\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$	$d\leq\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$
6ème	35	35	30	87.5	Vérifiée	5	17.5	Vérifiée
5ème	35	35	30	87.5	Vérifiée	5	17.5	Vérifiée
4ème	40	40	35	100	Vérifiée	10	20	Vérifiée
3ème	40	40	35	100	Vérifiée	10	20	Vérifiée
2 ème	40	40	35	100	Vérifiée	10	20	Vérifiée
1er	45	45	40	112.5	Vérifiée	15	22.5	Vérifiée
RDC	45	45	40	112.5	Vérifiée	15	22.5	Vérifiée
Sous-sol	45	45	45	112.5	Vérifiée	15	22.5	Vérifiée

II.5. VOILES

Pour le pré dimensionnement de cet élément le RPA99version2003 [1] « Art 7.7.1 », on exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

Lorsqu'il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : porté du voile.

- a : épaisseur du voile.

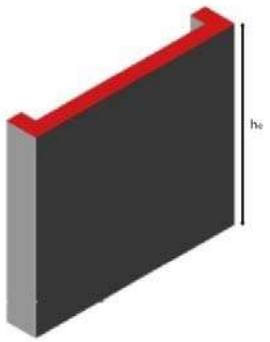
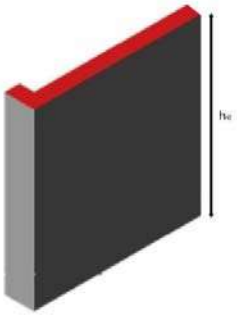
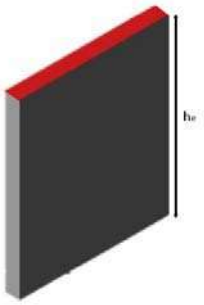
		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$	L ≥ 4. a	

Figure II.3. Règles de pré dimensionnement des voiles.

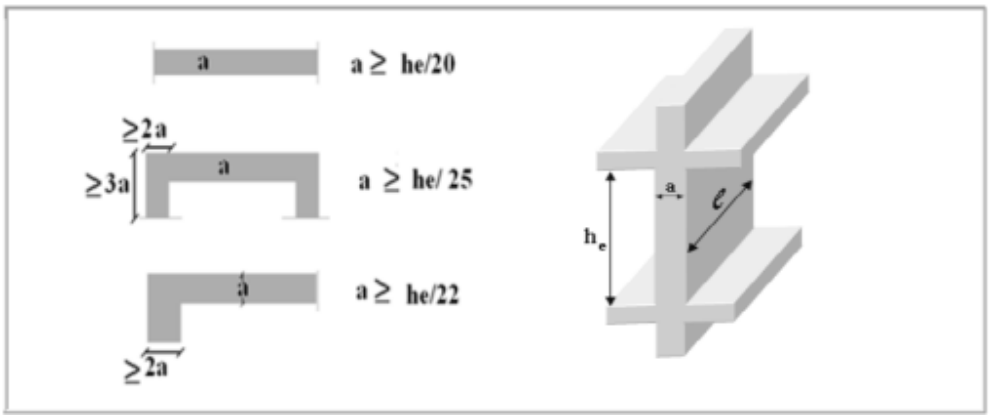


Figure II. 4.Vue en plan et vue en 3D du voile.

- **Voiles de contreventement**

Pour tous les étages : (h_e= 305 m)

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(323-35)}{22} = 13{,}09\text{cm}\right]$$

on adopte a = 15 cm.

- **Voiles de périphérique**

A = a+5 donc : a = 20cm.

II.6. CONCLUSION GENERALE

Les sections adoptées sont mentionnées ci-dessous sont calculées selon le règlement et peuvent être revues après un calcul dynamique.

Tableau II. 15.Résultats de pré dimensionnement des éléments.

Étage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Chainages	Voiles de contreventements	Voiles périphériques
(5,4,3,2,1) éme	**40x40**	**30x40**	**30x35**	**30x35**	**15**	**20**
(RDC,6) éme	**45x45**	**30x40**	**30x35**	**30x35**	**15**	**20**
(sous-sol)	**50x50**	**30x40**	**30x35**	**30x35**	**15**	**20**

III.1. INTRODUCTION

L es éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils dont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ACROTÈRE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme une console soumise à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

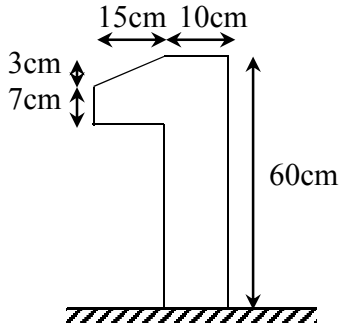


Figure III. 2..Dimensions de l'acrotère.

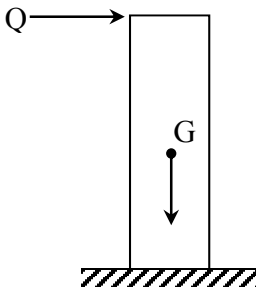


Figure III. 1.Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges

Tableau III. 1.Evaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x0,1 + 0,15x(0,03+0,07)] x 1ml x $\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.2.3. Détermination des efforts

Tableau III. 2.Détermination des efforts.

ELU	
N (kN)	1,35xG = 2.531
M (kN.m)	1,5xQxh = 0,9
T (kN)	1,5xQ = 1,5
ELS	
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Qxh = 0,6

III.2.4. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.4.1. Données

Tableau III. 3.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x(b+h)=220 cm		B=bxh=1000 cm²	

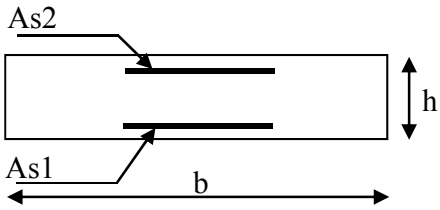


Figure III. 3.Section de calcul.

III.2.4.2. Armatures

Section minimale: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2}$ = max [4%u; 0,2B/100] = 8,8 cm²/ml.

Tableau III. 4.Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	$A_{rép1}$ (cm²/0,6m)	$A_{rép2}$ (cm²/0,6m)
Calculée	0,35	0,00	A_{s1}xH/4=0,83	A_{s1}xH/4=0,83
Choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.2.5. Espacement

Tableau III. 5.Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5) / (4-1) =18,33
Choisi	**15**	**18**
Admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.2.6. Vérifications

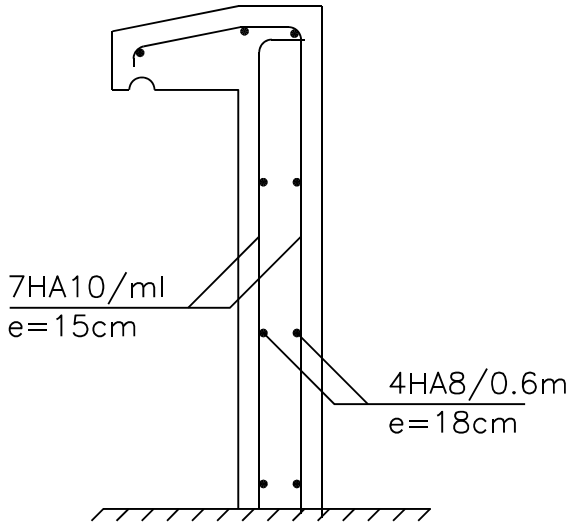
Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min\,(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,32	15	**2,4**	**2,4**	201,63	**0,02**	1,17

III.2.7. Schéma de ferraillage



III.3. ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.

On distingue 1 seul type d'escaliers :

_ Escalier à trois volées en forme droit (paliers /volées)

III.3.1. Première volée

III.3.2. Pré dimensionnement

Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

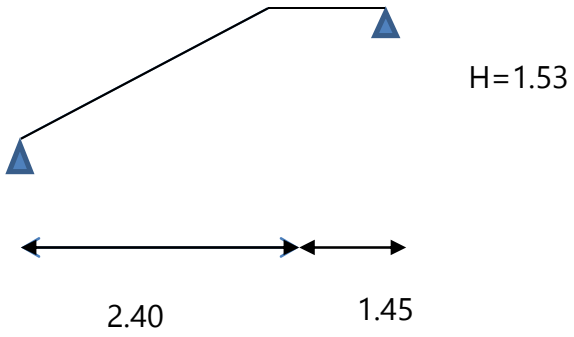


Figure III. 4.Schéma statique de première volée.

Tableau III. 7.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	240	145	153
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			32.52°	

Tableau III. 8.Pré dimensionnement de l'escalier.

Longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2+H^2} + L_2 = 430$
Pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
Épaisseur (cm)	$12,29 \leq e \leq 14,33$ On prend : **e = 15 cm**

III.3.3. Evaluation des charges

III.3.3.1. Paillasse

Tableau III. 9.Evaluation des charges de la paillasse.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle paillasse	e=0.15/cosα	25	4,45
Les marches	h=0.17/2	25	2,13
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**8,28**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.3.3.2. Palier

Tableau III. 10.Evaluation des charges du palier.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle palier	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**5,45**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.3.3.3. Combinaison des charges

Tableau III. 11.Combinaisons des charges.

	Palier	Paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	11,11	14,93
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	7,95	10,78

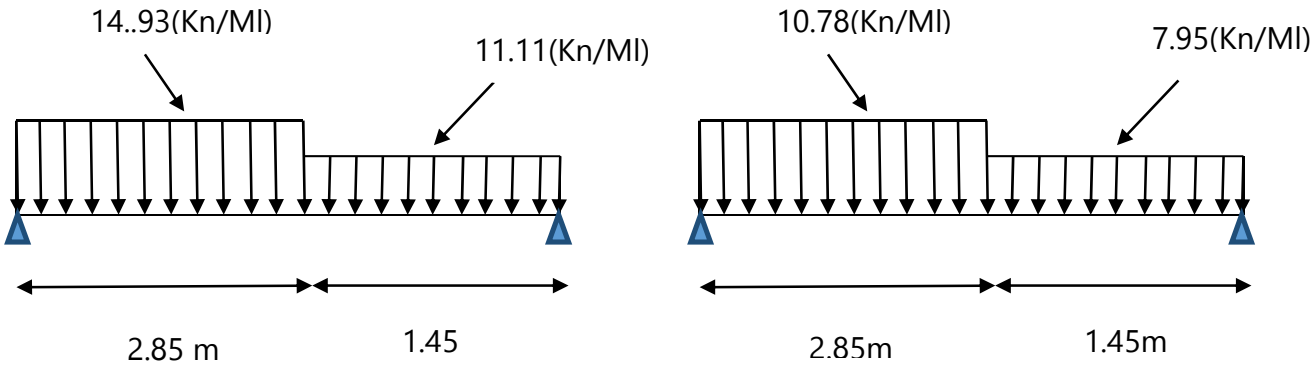


Figure III. 5.Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS.

III.3.4. Détermination des efforts

Tableau III. 12.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	32,2
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 =27,37
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 16,1
T (kN)	12,75
ELS	
M_0 (kN.m)	23,22
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 19,74
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 11,61

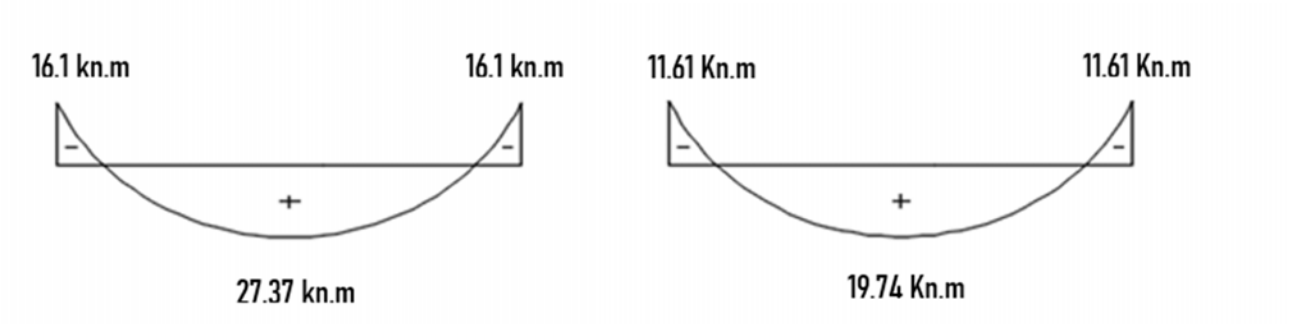


Figure III. 6.Diagramme retenu des moments à l'ELS e à l'ELU.

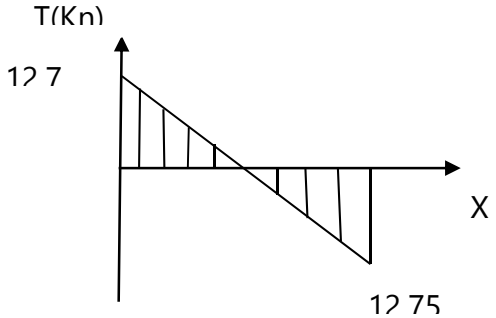


Figure III. 7.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.3.5. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur

-Données :

Tableau III. 13.Paramètres de calcul

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	15	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

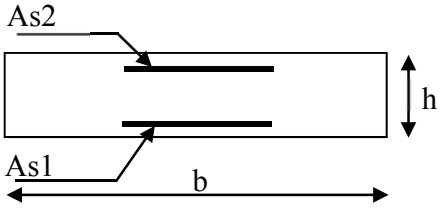


Figure III. 8.Section de calcul.

.

III.3.5.1. Armatures

III.3.5.1.1. Principales

Section minimale : A_{min} = 0,1%bxe=1,5 cm²/ml.

Tableau III. 14.Armatures principales.

	Travée		Appui	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
Calculée	6,7	0,00	0,00	3,8
Choisie	**7HA12=7,92**	**0,00**	**0,00**	**7HA12=7,92**

III.3.5.1.2. De répartition

Tableau III. 15.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$ **(cm²)**	$A_{rép2}$ **(cm²)**
Calculée	$A_{s1}/4$=1,98	$A_{s2}/4$=1,98
Choisie	7HA8=3,52	7HA8=3,52

III.3.6. Espacement

Tableau III. 16.Espacement des armatures.

	Principales (cm)	Répartitions (cm)
Calculé	100/7=14,28	(145-2x2,5) / (7-1) =23,33
Choisi	**15**	**20**
Admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.3.7. Vérifications

III.3.7.1. Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 17.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Travée	**8,1**	15	**0,10**	1.17
Appui	**4,8**	15		

III.3.7.2. Vérification de la flèche à l'Els

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalité sont vérifier (Annex B)

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser \times L2}{8} = 24{,}92 \text{ kN.m}$$

$\frac{h}{l} = \frac{15}{430} = 0{,}03 \geq \frac{Mt}{20 \times M0} = \frac{19{,}74}{20 \times 24{,}92} = 0{,}04.$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{7{,}92}{100 \times 12{,}5} = 0{,}006 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les conditions ne sont pas toute vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant $\ll l'annexe\ D \gg$ du CBA93.

Flèche admissible : $f_{adm} = 0{,}5 + \frac{L}{1000}$ si L ≥ 5m, $f_{adm} = \frac{L}{500}$ si L≤ 5m.

On a L= 4,30 m

Tableau III. 18.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3	19,74	11,61	7,92	0,00	**8,5**	**6**

III.3.8. 2éme Volée

Le schéma statique d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

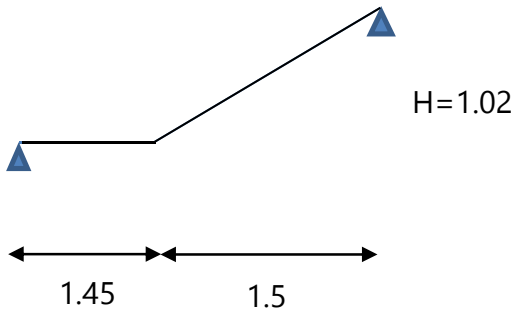


Figure III. 9.Schéma statique de la 2éme volée.

III.3.9. Pré dimensionnement

Tableau III. 19.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	150	145	102
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			34,22°	

Tableau III. 20.Pré dimensionnement de l'escalier.

Longueur totale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2+H^2} + L_2 = 326$
Pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
Épaisseur (cm)	$9{,}31 \leq e \leq 10{,}86$ On prend : **e = 15 cm**

III.3.1. Evaluation des charges

III.3.1.1. Paillasse

Tableau III. 21.Evaluation des charges de la paillasse.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle paillasse	e=0.15/cosα	25	4,54
Les marches	h=17/2	25	2,13
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**8,37**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.3.1.2. Palier

Tableau III. 22.Evaluation des charges du palier.

Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle palier	0,15	25	4,30
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**5,45**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.3.1.3. Combinaison des charges

Tableau III. 23.Combinaisons des charges.

	Palier	Paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	11,11	15,05
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	7,95	10,87

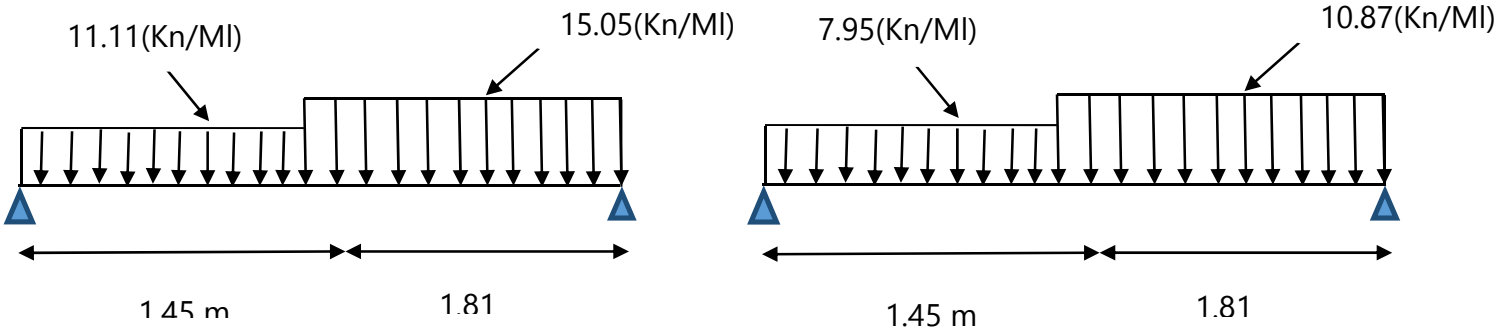


Figure III. 11.Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS.

III.3.2. Détermination des efforts

Tableau III. 24.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	17,76
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 15,10
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 8,88
T (kN)	23,29
ELS	
M_0 (kN.m)	12,8
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 10,88
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 6,4

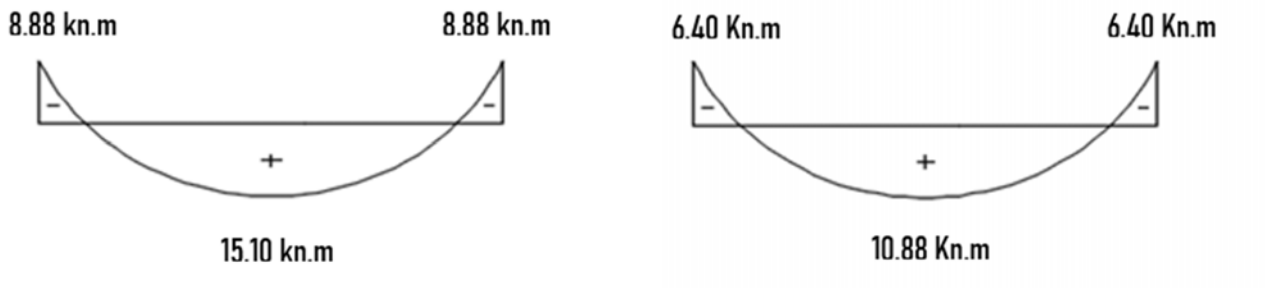


Figure III. 12.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

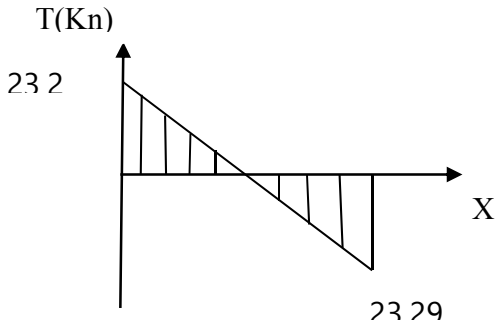


Figure III. 13.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.3.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.3.3.1. Données

Tableau III. 25.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	15	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

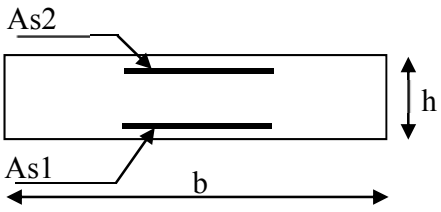


Figure III. 14.Section de calcul.

III.3.3.2. Armatures

III.3.3.2.1. Principales

Section minimale : A_{min} =0,1%xBxe=1,50

Tableau III. 26.Armatures principales.

	Travée		Appui	
	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)	A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
Calculée	2,6	0,00	0,00	1,7
Choisie	**4HA10=3,14**	**0,00**	**0,00**	**4HA10=3,14**

III.3.3.2.2. De répartition

Tableau III. 27.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$	$A_{rép2}$
Calculée	$A_{s1}/4$=0,785	$A_{s2}/4$=0,785
Choisie	**6HA8=3,02**	**6HA8=3,02**

III.3.4. Espacement

Tableau III. 28.Espacement des armatures.

	Principales (cm)	Répartitions (cm)
Calculé	100/6=16,66	(145-2x2,5) / (6-1) =28
Choisi	**15**	**20**
Admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.3.5. Vérifications

III.3.5.1. Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 29.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Travée	**6,3**	15	**0,03**	1,17
Appui	**1,6**	15		

III.3.5.1. De la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalité sont vérifier (Annex B)

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser \times L2}{8} = 14{,}44 \text{ kN.m}$$

$\frac{h}{l} = \frac{15}{300} = 0{,}05 \geq \frac{Mt}{20 \times M0} = \frac{10{,}88}{20 \times 14{,}44} = 0{,}04.$

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}14}{100 \times 12{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les conditions sont toute vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

III.4.1. Introduction

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.2. Pré dimensionnement

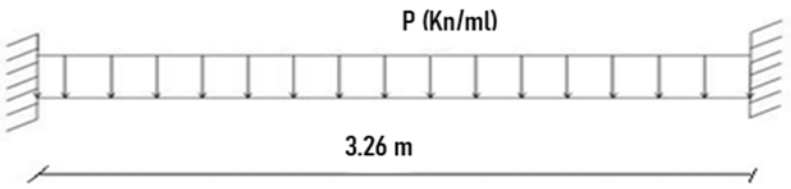


Figure III. 15.schéma statique de la poutre palière.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre nus.
h : la hauteur de la poutre.
b : la largeur de la poutre.

Tableau III. 30.Pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L =326 cm $9{,}67cm \leq h \leq 14{,}5cm\ On\ adopte\ h = 30cm$ $9cm \leq b \leq 21cm\ On\ adopte\ b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm\ \geq 20\ cm$ $h = 30\ cm\ \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1 \leq 4.0$ **Condition vérifiée**
Condition de rigidité $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}}$	$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{L}} = 0{,}21 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) = (30×30) cm²

III.4.3. Evaluation des charges

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis :

Tableau III. 31.Détermination des efforts

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	G Poids Propre (kN)	L (m)	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	Pu	Pser	M^{max} appui (kN.m)	M^{max} travée (kN.m)
10,37	4,08	0,30×0,30×25×3,26= 7,34	3,26	8,61	2,5	15,37	11,11	-13,61	6,81

$$G=\frac{(Gpp+\ 2.RAG)}{L} \text{ et } Q=\frac{2.RAG}{L}$$

$$R_A = R_B = T = \frac{Pl}{2}\ ,\ Mapp= -\frac{Pl^2}{12}\ ,\ M_{travée} = \frac{Pl^2}{24}$$

$$M^{max}{}_{appui} = -\frac{Pl^2}{12} \text{ et } Mmax_{travée} = \frac{Pl^2}{24}$$

III.4.4. Calcule de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (30x35) cm² soumise à la flexion simple, avec :

Tableau III. 32. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A'_{s1} (cm²)	A'_{s2} (cm²)
$A_{calculé}$ (cm²)	1,85	0,00	0,00	3,23
A_{choisi} (cm²)	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**

III.4.5. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements

Tableau III. 33. Vérification du ferraillage selon les règlements

A_{totale} (cm²)	A_{min} [RPA] (cm²)	A_{min} [CBA] (cm²)	Vérification
3HA12 + 3HA12 =6,78	5,25	1,05	Vérifié

III.4.6. Vérifications à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III. 34.Vérification du ferraillage à l'ELS

Position	$\mathbf{M_{ser}}$**(KN.m)**	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	**Vérifiée**
Appuis	-9,84	5,55	15	Vérifié
Travée	4,92	2,77	15	Vérifié

III.4.1. Vérification de cisaillement de la poutre palière

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}$

$T=\frac{Pl}{2} = 25{,}05$ kN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0{,}30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}31 \leq \overline{\tau} = 2{,}5$: Condition vérifié

III.4.2. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière doivent respecter les recommandations des règlements :

- Recommandations du RPA99 : *[Art 7.5.2.2 RPA99]*

► La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.\ St.\ b$$

Avec : b : Largeur de la poutre.
St : espacement entre les armatures transversales.

► L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : St= Min [h/4 ; 12. ØL]
- En zone courante : St= h/2

❖ Recommandations du CBA93 : *[Art 5.1.2.2 CBA93]*

► La section des armatures transversales et l'espacement :

$$St = \min\ [0{,}9d\ ;\ 40_{cm}]$$
$$\frac{A_t\ .\ f_e}{b\ .\ S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$$

Tableau III. 35. Armatures transversales

Poutres	Zone	RPA		CBA		Armature adoptées	
		St	At	St	At	St	At
Poutre Palière 30x35	Nodale	8,75	0,45	29,25	0,15	**5**	**3HA8 = 1,5**
	Courante	17,5	0,9		0,3	**10**	

III.4.1. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : *[Art 6.5.1 CBA93]*

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}\ ;\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M_0}\ ;\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$$

Tableau III. 36. Vérification de la flèche

Poutre	L (m)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	
Poutre Palière 30×30	3,26	0,092	0,063	0,092	0,033	0,003	0,011
		Vérifié		Vérifié		Vérifié	

Donc il n'aura pas besoin de calculer la flèche

III.5. PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments

III.5.1. POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont soumises aux charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.5.2. Dimensions

Tableau III. 37.Dimensions de poutrelles.

Plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
Usage (16+4)	60	4	12	4	8	12

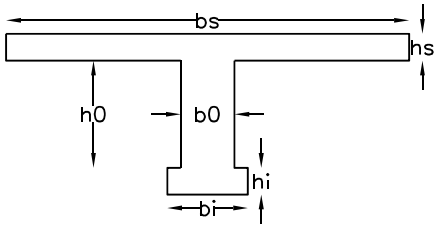


Figure III. 16.Poutrelle après coulage.

III.5.3. Calcul

III.5.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93]

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ La charge dû à son poids propre + poids du corps creux.
- ✓ La surcharge dû à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à : $Q = \max \begin{cases} 1\ kN \\ 0{,}5L\ N/m \end{cases}$ (elle est localisée au milieu de la travée).

III.5.3.1.1. Evaluation des charges

Tableau III. 38.Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0{,}12$
G_{cc} (kN/ml)	0,6
G (kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,72**

III.5.3.1.2. Calcul des étaiements

$$\begin{cases} \mu = \dfrac{Mu}{b d^2 \sigma_b} \\ \mu_l = 0.392 \end{cases} \qquad \mu < \mu_l$$

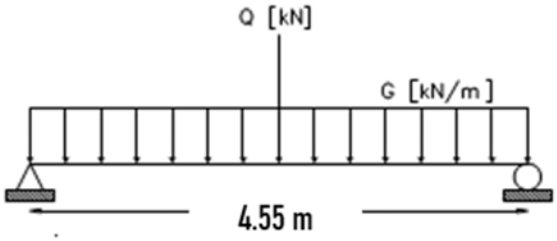


Figure III. 17.Distribution des charges.

Tableau III.39. Détermination de nombre des étaiements.

Nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	G (KN/ml)	E (MPa)	I(m^4)	F(mm)	F_{adm}(mm)	Vérification
0	**4.55**	**2.275**	**0,72**	**32164,195**	**$6,4\times10^{-7}$**	**19,52**	**0,91**	**cnv**
1	**2.28**	**1.14**	**0,72**	**32164,195**	**$6,4\times10^{-7}$**	**1,22**	**0,455**	**cnv**
2	**1.52**	**1.00**	**0,72**	**32164,195**	**$6,4\times10^{-7}$**	**0,24**	**0.303**	**cv**

On doit prévoir **2 étaiements** de **1,52 mètre** de distance.

III.5.3.2. Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.5.3.2.1. Evaluation des charges

Tableau III. 40.Evaluation des charges.

	Terrasse	Étage courant
G (kN/ml)	6,4×0,60=**3,84**	5,96×0,6=**3,58**
Q (kN/ml)	1×0,6= **0, 6**	1,5×0,6= **0, 9**

Tableau III. 41.Combinaisons des charges.

	Terrasse	Étage courant
P_u=(1,35G+1,5Q) xb (kN/ml)	6,084	6,183
P_{ser}=(G+Q) xb (kN/ml)	4,44	4,48

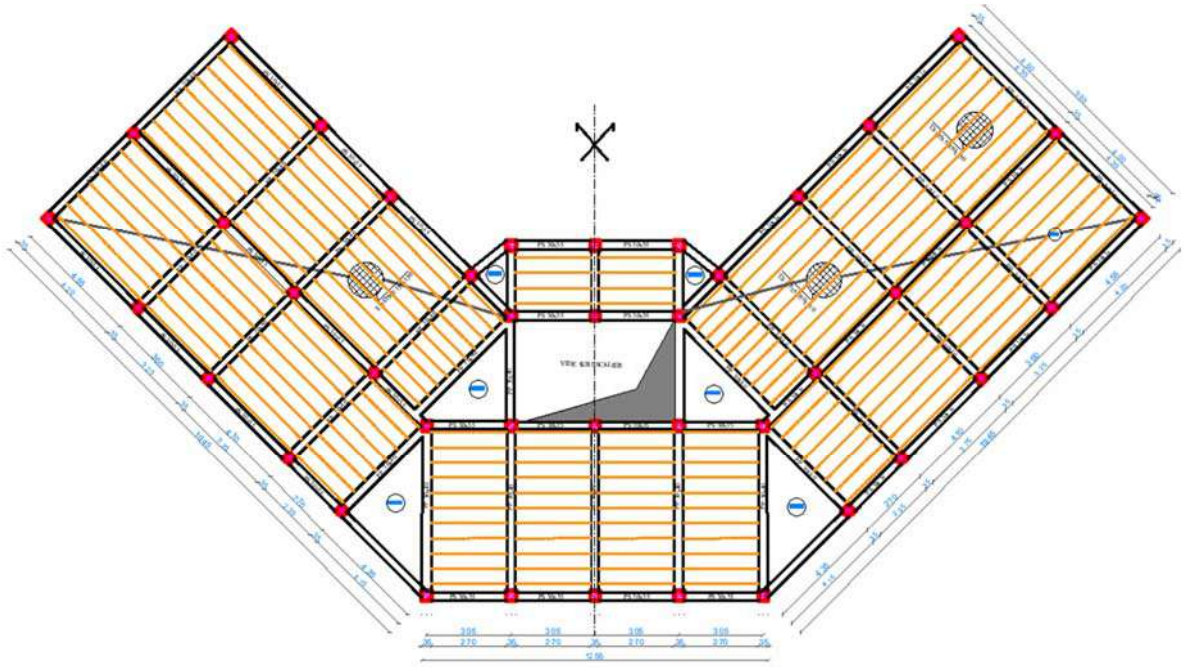


Figure III. 18.sens de poutrelles (coffrage plancher).

III.5.3.2.2. Détermination des efforts

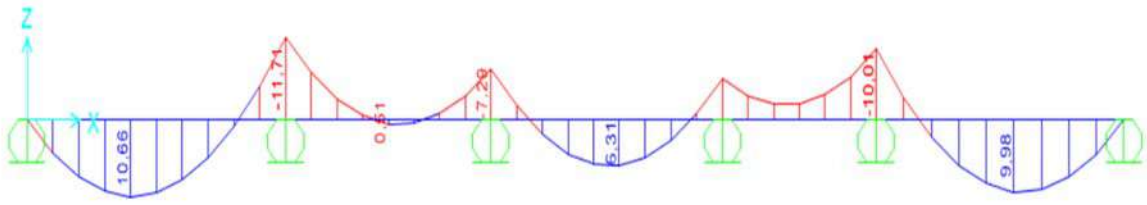


Figure III. 19.Diagrammes des moments à ELU.

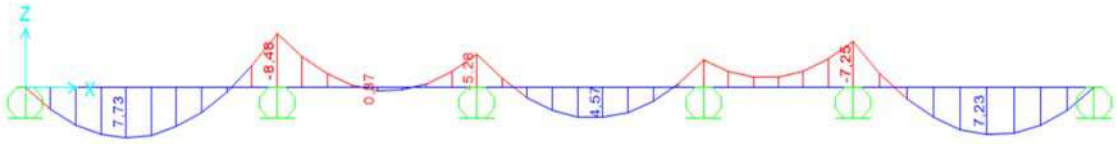


Figure III. 20.Diagrammes des moments à ELS.

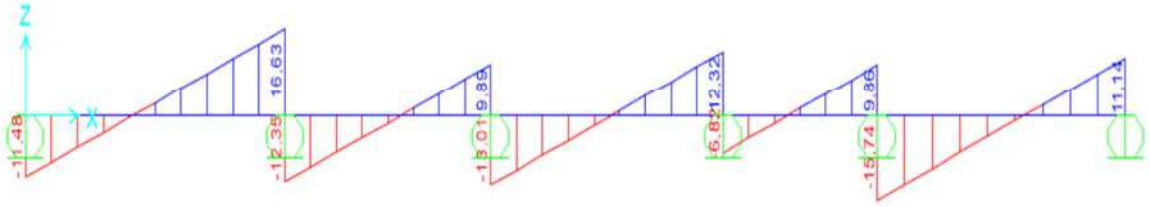


Figure III. 21.Diagrammes d'effort tranchant.

Tableau III. 42.Détermination des efforts.

	ELU			ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
Terrasse	10,30	-11,51	14,42	7,53	-9,39
Étage courant	10,66	-11,71	16,63	7,73	-8,48

III.5.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU)

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants.

a) Armatures

Tableau III. 43.Armatures longitudinales (terrasse + étage courant).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
Travée	Calculée	1,73	0,00
	Choisie	**2HA12=2.26**	**1HA10=0,79**
Appui	Calculée	0,00	1.91
	Choisie	**2HA10=1.57**	**1HA10+2chpHA12=3,05**

Tableau III. 44.Armatures transversales.

	A_t (cm²)	S_t (cm)
Choisie	**2HA4=0,25**	**20**
Minimal	$0,4xbxS_t/f_e=0,13$	

III.5.3.2.4. Vérifications

a) Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5) \end{cases}$

Tableau III. 45.des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Terrasse + étage courant	Travée	**2,79**	15	0,77	3,33
	Appui	**3,07**	15		

a) De la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalité sont vérifier (Annex B)

$$M_0 = M_{ser} = \frac{Pser \times L2}{8} = 11,59 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{455} = 0,03 \geq \frac{Mt}{20 \times M0} = \frac{10,66}{20 \times 11,59} = 0,04.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{20 \times 17,5} = 0,006 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0,005.$$

Les conditions ne sont pas toute vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant $\ll l'annexe\ D \gg$ Du CBA93.

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$.

Tableau III. 46.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
Terrasse + étage courant	4,55	10,66	2,26	0,79	**4,1**	9,1

III.5.4. Schéma de ferraillage

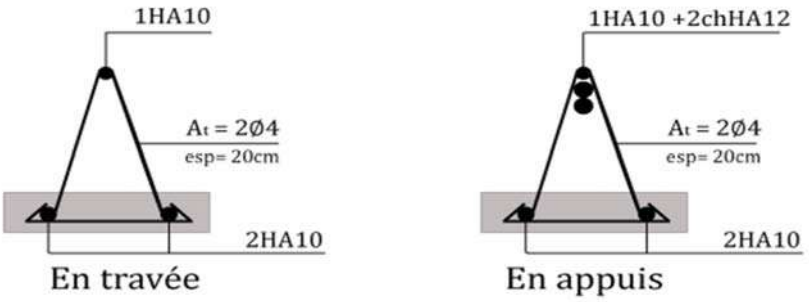


Figure III. 22.Ferraillage des poutrelles (terrasse + étage courant).

III.6. PLANCHERS (DALLE PLEINE)

III.6.1. Introduction

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcule se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments, à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

Dans notre cas, on a des dalles reposantes sur deux appuis, sur trois appuis et quatre appuis.

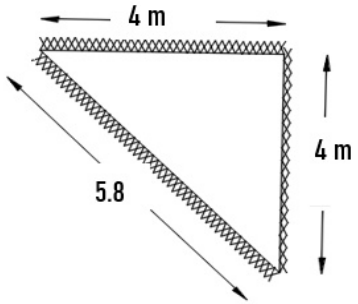


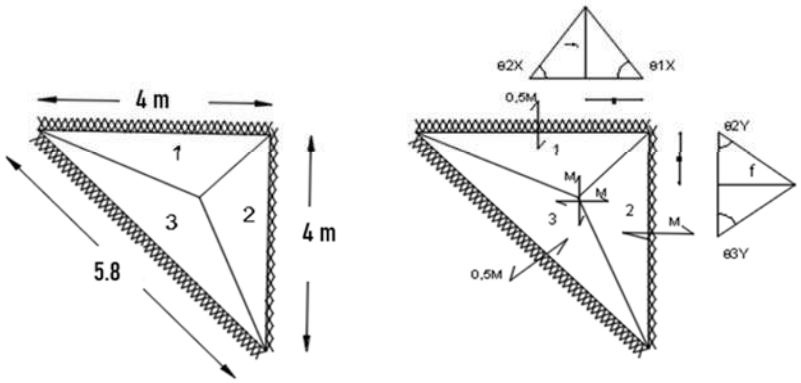
Figure III. 23.Schéma statique de la dalle.

III.6.2. Dalle encastrée sur trois appuis :

III.6.2.1. Evaluation des charges :

Application
Calcul de la charge totale
On choisit la sollicitation la plus défavorable
G = 6,91 KN/m² Pu = 11,58 KN/m².
Q = 1,5 KN/m² P_{ser}= 8,41 KN/m².

III.6.2.2. Détermination des efforts



FigureIII. 24.Lignes de rupture de la dalle.

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts

travail externe = travail interne $\Rightarrow M_u = 0,21P_u = 2,43\ kN.m$

III.6.2.3. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur

- Données

Tableau III. 47.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	d_y (cm)	11,7
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

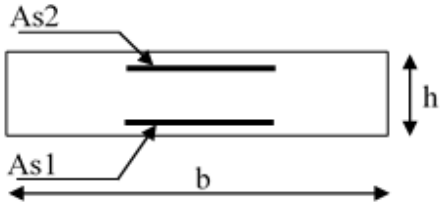


Figure III. 25.Section de calcul.

III.6.2.3.1. Armatures

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5$

Tableau III. 48. Ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)
Travée	2,43	0,011	0,994	0,56	1,5	**7HA8=3,52**
Appuis	1,215	0,005	0,997	0,28	1,5	**7HA8=3,52**

III.6.2.3.2. Espacement

Tableau III. 49. Espacement

	Travée	**Appuis**
Calculé	100/7=14,28	100/7=14,28
Choisi	**15**	**15**
Admissible	max(3h,33 cm) =33	max(3h,33 cm) =33

III.6.2.4. Vérifications

III.6.2.4.1. Vérifications Des contraintes

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 50. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	**Vérifiée**
Travée	1,77	0,99	15	**Vérifié**
Appuis	0,885	0,35	15	**Vérifié**

Tableau III. 51. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifié
15	100	15,44	0,12	1,16	**Vérifié**

$$T_{ux} = \frac{pu \times lx \times ly}{2 \times lx + ly} \quad , \quad T_{uy} = \frac{pu \times lx \times ly}{3 \times ly}$$

III.6.2.4.2. Vérification De la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0{,}0375 \geq 0{,}0625 & CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0{,}0375 \geq 0{,}0667 & CNV \\ \frac{A}{b*d} = 0{,}0028 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}011 & CV \end{cases}$$

Tant qu'inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/250$.

Tableau III. 52.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3.4	3,85	3,52	3,52	**0,4**	6.8

III.7. DALLE MACHINE :

III.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Pré dimensionnement de la dalle :

On a deux conditions à vérifiées :

Critère de résistance :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec : L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{Max} = 1,70 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \quad \Longrightarrow \quad 3{,}33 \leq e \leq 3{,}75$$

Condition de L'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25cm , donc on prend e = 25 cm.

III.7.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

Charges permanentes :

Tableau III. 53. Poids de la machine.

P(Kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

Poids de la machine supportée q = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17300}{2.25}$ = 7688kg/m² = 76,88 kN/m².

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².
G = (76,88x2) +6,25 = **160,01kN/m².**

Charges exploitations :

Tableau III. 54.Détermination des charges

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)
160.01	6	225.01	165.01

III.7.4. Détermination des sollicitations :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe E) pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe) pour la détermination des moments à l'ELS.

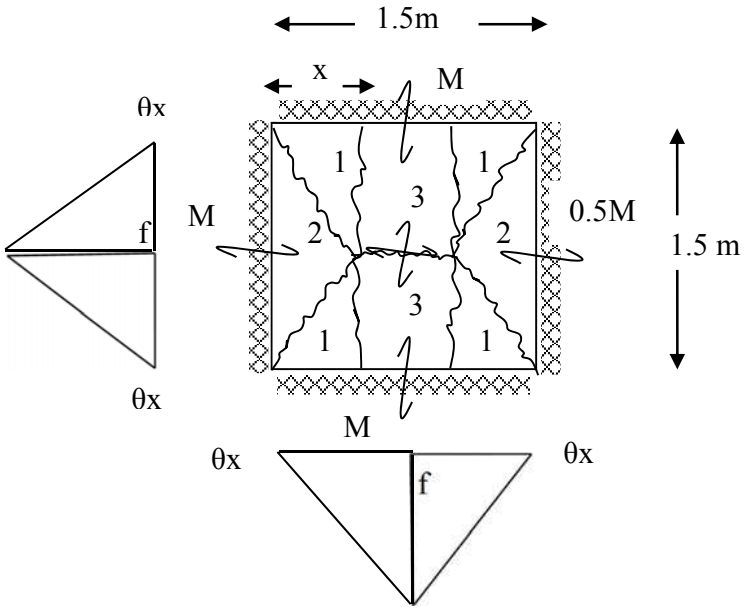


Figure III. 26.Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III. 55.Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M (kN.m)		Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,09x Pu	18,65	20,25	20,25	10.12

Avec : $M_{Travée} = M$

$M_{Appui} = 0,5\ M$

III.7.5. Calcul de ferraillage à L'ELU :

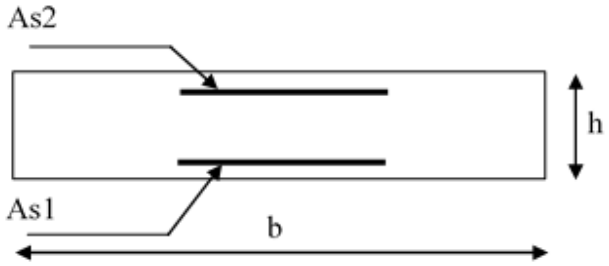


Figure III. 27. Section de calcul.

Tableau III.56. Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y).

Dalle		*Sollicitations à l'ELU*		*Section d'armatures calculées*		*Section d'armatures choisies*	
b(cm)	*e(cm)*	$M_{travée}$	M_{appui}	A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}
100	25	20,25	20,25	2,62	2,62	7HA8	7HA8

III.7.1. Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau III. 57. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
Travée	20,25	4,40	15	**Vérifiée**
Appuis	-10,12	2,20	15	**Vérifiée**

III.7.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III. 58. Vérification des contraintes de cisaillement.

Dalle		$T_u(kN)$		***Tmax***	***Tadm***	***Vérifiée***
b (cm)	e (cm)	Sens X	112.50	0,5	1,16	**Vérifiée**
100	25	Sens Y	112.50	0,5	1,16	**Vérifiée**

III.7.1. Vérification de la fleche à L'ELS :

$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{150} = 0{,}17 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{20{,}25}{20 \times 20{,}25} = 0{,}05.$

$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{3{,}51}{100 \times 22{,}5} = 0{,}001 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

Les deux conditions sont vérifiées : donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.7.2. Vérification Poinçonnement :

$P \leq 0{,}045 . u_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec : P = max [P1…P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

Uc = 2 (u+v); Uc = 2a +2b +4h +8e; (a = b = e = 0).

Uc = 4h = 25x4 = 100 cm

P = 84 kN ≤ 0,045 x (1000) x (250) x25/1,5=187,5

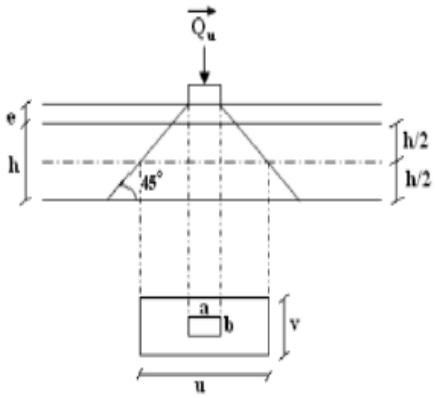


Figure III. 28.Vérification de poinçonnement.

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.

Nous rappelons 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, nous aurons 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, nous envisageons 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.

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.

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

IV.2.3.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que le nous pouvons déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever 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 encastrer 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 déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

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

- Moment d'inertie :

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

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

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.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, nous supposerons qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoquée par la torsion d'axe vertical due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devraient être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa, zone IIb (sismicité moyen) selon la règle parasismique algérienne (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 26.69m satisfasse les exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

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. 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.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul (sap 2000) nous avons choisi une variante (Figure IV 1, IV 2) pour laquelle nous avons obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

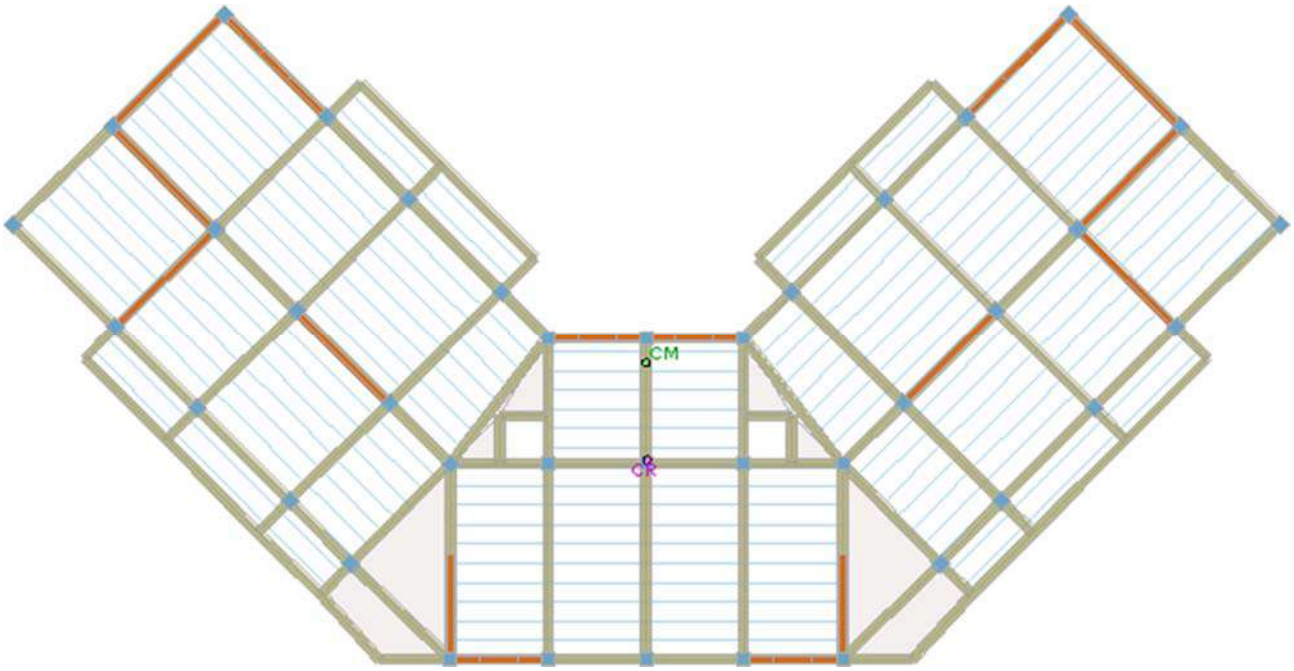


Figure IV.1 : centre de masse et centre de rigidité.

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
4.08	11734.005	0.009	9.919	1.008E +005	2.204E +005	0.060	6.071
7.31	8678.555	0.019	9.619	1.008E +005	2.204E +005	0.061	6.406
10.54	8256.859	0.019	9.632	1.008E +005	2.204E +005	0.058	6.518
13.77	8250.261	0.019	9.629	1.008E +005	2.204E +005	0.054	6.458
17.00	8250.261	0.019	9.629	1.008E +005	2.204E +005	0.051	6.383
20.23	8200.607	0.019	9.627	1.008E +005	2.204E +005	0.048	6.318
23.46	8312.289	0.090	9.617	1.008E +005	2.204E +005	0.046	6.264
26.69	6589.076	0.016	9.249	1.008E +005	2.204E +005	0.045	6.213

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, nous devons 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 :

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

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 42.40 m

Largeur du bâtiment = 22.65 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 % longueur du bâtiment, L_X = 6.36 m.

Excentricité suivant Ly = 15 % largeur du bâtiment, L_Y = 3.40 m.

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
4.08	0.051	6.36	Vérifiée	3.848	3.40	Vérifiée
7.31	0.042	6.36	Vérifiée	3.213	3.40	Vérifiée
10.54	0.039	6.36	Vérifiée	3.114	3.40	Vérifiée
13.77	0.035	6.36	Vérifiée	3.171	3.40	Vérifiée
17.00	0.032	6.36	Vérifiée	3.246	3.40	Vérifiée
20.23	0.029	6.36	Vérifiée	3.309	3.40	Vérifiée
23.46	0.044	6.36	Vérifiée	3.353	3.40	Vérifiée
26.69	0.029	6.36	Vérifiée	3.036	3.40	Vérifiée

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

Nous admettons toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, nous utilisons 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 IIb, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m) selon l'article RPA Art 4.1.2, donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

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 nous avons :

:

(Zone IIb, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,20

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

Nous prenons dans un premier calcul (R=3.5) ce qui correspond à un système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Nous considérons que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (Tableau IV.3) (Tableau IV.4).

Tableau IV.3. Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges Verticales					Sollicitation dues aux charges Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
26.69	8094.362	48.307	3910.11	51.693	4184.26	2011.02	00	00	100	2011.02
23.46	17110.160	50.987	8723.97	49.013	8386.19	3718.41	00	00	100	3718.41
20.23	26084.861	51.924	13544.38	48.076	12540.48	5059.11	00	00	100	5059.11
17.00	35140.753	52.480	18441.75	47.520	16699.00	6140.08	00	00	100	6140.08
13.77	44233.769	53.198	23531.39	46.802	20702.38	6996.93	00	00	100	6996.93
10.54	53559.673	56.250	30127.21	43.750	23432.47	7637.02	00	00	100	7637.02
7.31	63331.823	57.000	36098.99	43.000	27232.84	7990.09	00	00	100	7990.09
4.08	78164.893	33.428	26129.11	66.572	52035.78	8320.54	00	00	100	8320.54

Tableau IV.4. Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charges Verticales					Sollicitation dues aux charges Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
26.69	7672.424	50.963	3910.11	49.037	3762.32	1944.31	00	00	100	1944.31
23.46	16516.631	52.819	8723.67	47.181	7792.66	3835.99	00	00	100	3835.99
20.23	25279.693	53.578	13544.38	46.422	11735.31	5287.85	00	00	100	5287.85
17.00	34079.908	54.113	18441.75	45.887	15638.16	6448.26	00	00	100	6448.26
13.77	42977.797	54.752	23531.39	45.248	19446.41	7354.59	00	00	100	7354.59
10.54	52200.688	57.714	30127.21	42.286	22073.48	8038.24	00	00	100	8038.24
7.31	61569.479	58.631	36098.99	41.369	25470.49	8502.31	00	00	100	8502.31
4.08	72697.566	35.942	26129.11	64.058	46568.45	8803.68	00	00	100	8803.68

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

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

Tableau IV.5 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

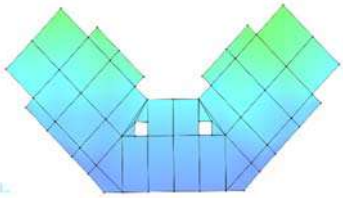
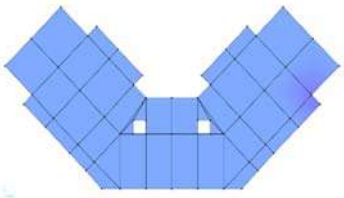
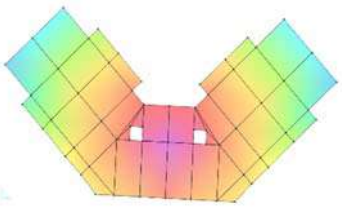
Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
Totale	0,2		0,2	
Q	1,2		1,2	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

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

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6 : comportement des trois premiers modes.

Mode	Mode 1 / T_1 = 0,51 s	Mode 2 / T_2 = 0,41 s	Mode 3 / T_3 = 0,29 s
	Participation massique (%)	Participation massique (%)	Participation massique (%)
Suivant (X)	**57.78**	0.00	4.18
Suivant (Y)	0.00	**65.24**	0.00
Autour de (Z)	4.16	0.00	**60.87**
Comportement			
	Translation suivant (X)	Translation suivant (Y)	Rotation autour de (Z)

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

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 : [1] ►► [Art4.3.4. a] ◄◄

Tableau IV.7 : Comportement des modes retenir.

Mode N°	Période (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0,512	57.78	0.00	4.18
2	0,414	58.10	16.67	4.19
3	0,294	58.47	17.89	65.05
4	0,111	58.49	35.29	65.62
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
112	0,064	82.36	80.46	**90.30**
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
165	0.064	**90.27**	88.48	92.44
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
170	0.054	90.32	**90.01**	92.45

Commentaire :

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée aux 61 modes avec un temps égale à « T=5.26 sec ».

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

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

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces 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 :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- **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 suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

(Zone IIb, Groupe 2) ⇒ A=0,20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site S3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 26{,}69}{\sqrt{42{,}40}} = 0{,}369 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 26{,}69}{\sqrt{22{,}65}} = 0{,}505$$

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

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}2$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$$

$$Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}\,, \quad \beta = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = 68271.912\ \text{kN}$$

On représente les résultats dans le tableau VI.8 :

Tableau IV.8 Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0 ,20	2,2	2,2	1,2	1,2	3,5	68271,912	10299,306	10299,306

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale que nous les avons calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 8325.396kN \quad , \quad V_{ty} = 8822.256kN$$

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Direction	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Suivant X	10309.059	8325.396	0.808	CV
Suivant Y	9899.427	8822.256	0.891	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

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 :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

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 :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} (V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07\ T\ V_t \leq 0,25V_t & \text{Si: } T \geq 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0{,}369 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0{,}505\text{sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

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

Tableau IV.10 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Niveau (m)	Wi (KN)	Wi hi	Fix	Fiy	Mrx	Mry	Msx	Msy
26.69	6589.08	175862.55	1480.42	1568.87	39512.33	41873.06	130266.11	60948.99
23.46	8312.29	195006.32	1641.57	1739.65	38511.25	40812.16	164915.83	79964.23
20.23	8200.61	165898.34	1396.54	1479.98	28251.97	29939.93	162126.06	78971.87
17.00	8250.26	140254.42	1180.67	1251.21	20071.34	21270.53	163107.64	79450.00
13.77	8250.26	113606.08	956.34	1013.48	13168.81	13955.60	163107.64	79450.00
10.54	8256.86	87027.30	732.60	776.37	7721.59	8182.93	163238.12	79513.56
7.31	8678.56	63440.27	534.04	565.95	3903.85	4137.09	171575.13	83487.75
4.08	11734.00	47874.72	403.01	427.09	1644.28	1742.53	231863.84	116401.28
Sommes		988970	/	/	152785.42	161913.83	1350200.37	658187.68

- **Commentaire :**

Pour que nous puissions dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, nous devons vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{1350200{,}37}{152785{,}42} = 8{,}837 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{658187.68}{161913.83} = 4{,}065 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

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 au 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 doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	He (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
26.69	3.23	2.341	8.194	1.320	3.23	Vérifiée
23.46	3.23	1.964	6.874	1.358	3.23	Vérifiée
20.23	3.23	1.576	5.516	1.358	3.23	Vérifiée
17.00	3.23	1.188	4.158	1.295	3.23	Vérifiée
13.77	3.23	0.818	2.863	1.162	3.23	Vérifiée
10.54	3.23	0.486	1.701	0.952	3.23	Vérifiée
7.31	3.23	0.214	0.749	0.644	3.23	Vérifiée
4.08	4.08	0.030	0.105	0.105	4.08	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	He(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
26.69	3.23	1.369	4.792	0.683	3.23	Vérifiée
23.46	3.23	1.174	4.109	0.724	3.23	Vérifiée
20.23	3.23	0.967	3.385	0.746	3.23	Vérifiée
17.00	3.23	0.754	2.639	0.738	3.23	Vérifié
13.77	3.23	0.543	1.901	0.690	3.23	Vérifiée
10.54	3.23	0.346	1.211	0.602	3.23	Vérifiée
7.31	3.23	0.174	0.609	0.451	3.23	Vérifiée
4.08	4.08	0.045	0.158	0.158	4.08	Vérifiée

- **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.13 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérification $\theta \leq 0.1$
26.69	6589.08	1.32	0.68	1480.417	1568.868	323	0.018	0.009	Vérifiée
23.46	14901.37	1.36	0.72	3121.986	3308.517	323	0.020	0.010	Vérifiée
20.23	23101.98	1.36	0.75	4518.524	4788.494	323	0.022	0.011	Vérifiée
17.00	31352.24	1.30	0.74	5699.190	6039.702	323	0.022	0.012	Vérifiée
13.77	39602.50	1.16	0.69	6655.530	7053.181	323	0.021	0.012	Vérifiée
10.54	47859.36	0.95	0.60	7388.129	7829.550	323	0.019	0.011	Vérifiée
7.31	56537.92	0.65	0.45	7922.171	8395.500	323	0.014	0.009	Vérifiée
4.08	68271.92	0.10	0.16	8325.182	8822.590	408	0.002	0.003	Vérifiée

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

1) Les poutres :

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14 : 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	133,42	1,35G+1,5Q	Fissuration peu nuisible	1,19	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30×35	137,74	G+Q+Vtx	Fissuration préjudiciable	1,41	4,35	Vérifiée
Chainage	30×35	35,09	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,36	2,5	Vérifiée
Poutre Palière	30×30	11,23	G+Q+Edx	Fissuration préjudiciable	0,14	3,26	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

2) Les poteaux

D'appris **(RPA2003 « Art 3.4.b »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, 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.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & si\ \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times L}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des Poteaux.

Section(cm²)	L(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 40×40	1.02	G+Q-V_{ty}	56.32	0,375	1,875	Vérifiée
Poteau 45×45	1.02	G+Q-V_{ty}	66.04	0,345	1,875	Vérifiée
Poteau 50×50	1.02	G+Q+V_{ty}	85,95	0,362	1	Vérifiée

➢ **Commentaire :**

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

3) 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.16 : Vérification de cisaillement des voiles

Direction	B (cm)	L (m)	$\lvert V_{max} \rvert$ (kN)	Combinaison	τ Max (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	20	4.1	817.32	G+Q+Vtx	1.55	5	Vérifiée
Suivant Y	20	4.35	841.48	G+Q-Vty	1.50	5	Vérifiée

b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

Nous devons 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.17 : Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	N_d(kN)	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
Suivant X	POT (50×50)	1498.37	250000	$G + Q - V_{tx}$	0,240	Vérifiée
Suivant Y	POT (50×50)	1411.58	250000	$G + Q - V_{ty}$	0,226	Vérifiée

- **Conclusion :**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section	Eléments	Section
Voile de contreventement		20xL	**Poutres principales**	30x40
Poteau	5émé, 4éme,3éme ,2éme,1er étage	40x40	**Poutres secondaires**	30x35
	RDC,6éme étage	45x45		
	SOUS-SOL	50x50		

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

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 :**

-G + Q

-1.35G + 1.5Q

-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, nous devons faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires, chainage).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

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

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
P. principale	30x40	121.11	ELU	8.97	-148.83	ELU	11.30
P. secondaire	30x35	44.84	ELU	3.08	-82.54	ELU	5.83
P. chainage	30x35	107.03	ELU	10.99	-160.76	ELU	18.56

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

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutre Principale	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	8.97	11.30	3HA16+2HA16=10.05	3HA16+3chapHA16 =12.06
Poutre secondaire	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	3.08	5.83	3HA12= 3.39	3HA12+3chap HA12=6.79
Poutre de chainage	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	10.99	18.56	3HA16 + 3ch HA16=12.06	6HA16+ 5chap HA16=22.12

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérifiée
	$M_{t\,ser}$ (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)	
Poutre Principale	88.54	-105.58	6.66	201.63	80.69	8.96	201.63	112.88	15	201.63	Vérifiée
Poutre secondaire	14.32	-30.40	5.24	201.63	56.09	1.5	19.67	19.67	15	201.63	Vérifiée
Poutre de chainage	75.90	-113.98	9.84	201.63	119.41	14.97	201.63	158.50	15	201.63	Vérifiée

Section minimale : $\begin{cases} A_{min} = 0{,}5\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{RPA2003 (Art. 7.5.2.1).} \\ \text{Section tendue: } A_{tmin} = 0{,}1\%\ b.h\ (cm^2) \quad \text{CBA93 (Art. B. 6.4).} \end{cases}$

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres Principale	30X40	196.22	1.61	4.35	Vérifiée
Poutre Secondaire	30X35	43	0.4	4.35	Vérifiée
Poutre de chainage	30X35	164.39	1.74	3.33	Vérifiée

V.2.4. Vérification de la flèche à L'ELS – CBA93 Art. 6.5.3 :

Puisque les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau V.7 des poutres secondaires et V.8 chainage.

- Poutre principale **:** toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- Poutre secondaire **:** $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.071 \geq 0.08 \quad CNV$
- Chainage : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.056 \geq 0.062 \quad CNV$

Avec:

$$M_t = k \text{x} M_0$$

k : Est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$), nous prenons : k=0.8

Tableau V.5 : Vérification de la flèche des poutres principales.

Poutre Principales			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[Cm]	[Cm]	[Cm]	-68.66		-13.37	[Cm^2]	[Cm^2]	[Mm]	[Mm]	Vérifiée
30	40	4.95		88.54		10.05	12.06	6.5	11.3	

Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Poutre Secondaire			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-21.33		-0.64	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	35	4.55		14.32		3.39	3.39	2.1	9.6	**Vérifiée**

Tableau V.7 : Vérification de la flèche de chainage.

Chainage			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification $[f] \leq [f]_{adm}$
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	A_{s1}	A_{s2}	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-26.28		-26.28	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	35	6.3		17.38		12.06	6.03	8.5	11.3	Vérifiée

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence F_eE400.

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:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_{l,}, 30cm\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.8 : La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
		CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
			ZN	ZC				
P. principale	1.61	38.25	10	20	10	15	0,9	4Ø8 = 2.01
P. secondaire	0.40	33,75	15	30	10	15	1,35	4Ø8 = 2.01
P. chainage	1.74	29,25	7,5	15	10	15	0,675	4Ø8 = 2.01

➢ **Conclusion**

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

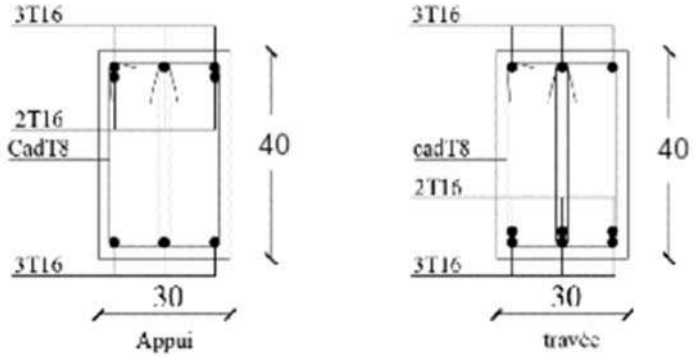


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des poutres principales.

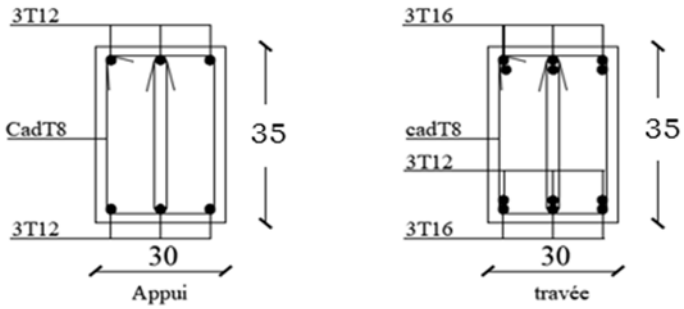


Figure V.2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaire.

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 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

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

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 :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \qquad \text{(Zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement)}$$

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone IIb.

-La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20cm en zone IIb.

-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 suivant :

N_{max} et $M_{correspondant}$

M_{max} et $N_{correspendent}$

N_{min} et $M_{correspendent}$

Tableau V.9 : La section d'armatures des poteaux.

Section de poteau	Cas	Combinaison	N(KN)	M_x	M_y	A min	A_{chois}
50x50	N_{max}---M_{corr}	ELU	1606,635	-34,504	2,536	22,5	12HA16=24,13
	M_{max}---N_{corr}	ELU	1549,943	82,112	-6,152	22,5	
	N_{min}---M_{corr}	ELU	7,743	-1,347	-0,422	22,5	
45x45	N_{max}---M_{corr}	ELU	1658,801	-1,364	-1,148	18,225	12HA14=18,47
	M_{max}---N_{corr}	ELU	997,039	-70,632	0,355	18,225	
	N_{min}---M_{corr}	ELU	576,025	-28,163	4,452	18,225	
40x40	N_{max}---M_{corr}	ELU	1658,801	-1,364	-1,147	14,4	8HA14+4HA12 =16,84
	M_{max}---N_{corr}	ELU	-96,646	-71,099	0,176	14,4	
	N_{min}—M_{corr}	ELU	76,756	5,863	-23,527	14,4	

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Cas	N(KN)	M_X	M_Y	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Verifies
50x50	N_{max}---M_{cors}	1173,54	-25,001	1,908	4,5	0	66,2	15	201,63	Verifies
	M_{max}---N_{cors}	1132,518	59,899	-4,568	5,6	0	80,5	15	201,63	Verifies
	N_{min}---M_{cors}	6,022	-0,992	0,311	0,1	0,4	0,9	15	201,63	Verifies
45x45	N_{max}---M_{cors}	1213,449	-0,752	-0,839	4,8	0	71,5	15	201,63	Verifies
	M_{max}---N_{cors}	715,655	-51,526	0,258	5,1	0	72,6	15	201,63	Verifies
	N_{min}---M_{cors}	421,675	-20,581	3,303	2,7	0	38,8	15	201,63	Verifies
40x40	N_{max}---M_{cors}	831,439	3,343	-1,844	4,3	0	63,5	15	201,63	Verifies
	M_{max}---N_{cors}	70,227	-51,951	0,127	4,4	93,1	54,9	15	201,63	Verifies
	N_{min}---M_{cors}	55,559	4,197	-17,095	2	29,6	26,1	15	201,63	Verifies

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 **:**

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

Avec :

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

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

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

$S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa

et $S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

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.

Nous prenons : f_e =400 MPA.

Nous avons : $\emptyset_l$min = 1,2 cm

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :**

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

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 : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \qquad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$

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

Tableau V.11 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	S_t RPA	A_{tChoix} (cm²)
Sous-sol	**50x50**	Courante	15	$4\emptyset8 = 2{,}01$
		Nodale	10	$4\emptyset8 = 2{,}01$
RDC +1er	**45x45**	Courante	15	$4\emptyset8 = 2{,}01$
		Nodale	10	$4\emptyset8 = 2{,}01$
(2+3+4+5+6)éme	**40x40**	Courante	15	$4\emptyset8 = 2{,}01$
		Nodale	10	$4\emptyset8 = 2{,}01$

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, nous avons des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux.

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

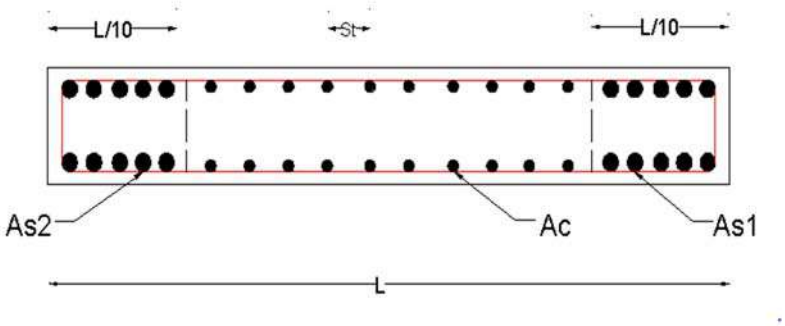


Figure V.3**:** Disposition des armatures verticales dans les voiles

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 :

$$0.1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B$$

Nous allons récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles (pleins et trumeaux) dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X**).**

Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	A_{s1} (kN)	A_{s2} (cm²)
V1	4.10	3823.84	5647.21	22.80	22.80
V2	3.35	2145.45	2045.43	15.00	15.00
V3	1.85	999.08	274.73	9.80	9.80
V4	1.45	1212.58	221.80	9.00	9.00

Tableau V.13 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Voile	L (m)	$A_{s1choisie}$ (kN)	$A_{s2choisie}$ (cm²)	$Atc_{choisie}$ (cm²)	St (Cm)
V1	4.10	12HA16 =24.13	12HA16 =24.13	2x(26HA8) =26.14	15
V2	3.35	12HA16 =24.13	8HA16 =16.08	2x(18HA8) =18.10	15
V3	1.85	12HA16 =24.13cm²	12HA16 =24.13cm²	2x(18HA8) =22.00	15
V4	1.45	12HA16 =24.13cm²	12HA16 =24.13cm²	2x(16HA8) =16.08	15

Tableau V.14 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA.

Voile	L (m)	$A_{choisie}$ (cm²)	Amin RPA(cm²)	Amin CBA(cm)	Vérification
V1	4.10	48.26	14.70	9.80	Vérifiée
V2	3.35	48.26	9.75	6.50	Vérifiée
V3	1.85	48.26	14.70	9.80	Vérifiée
V4	1.45	48.26	13.50	9.00	Vérifiée

Tableau V.15 : calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y**).**

Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm²)
V5	3.30	5619.04	2347.97	13.8	13.8
V6	4.95	1766.85	7498.27	21.2	21.2

Tableau V.16 : La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	L (m²)	$A_{s1choisie}$ (kN)	$A_{s2choisie}$ (cm²)	$Atc_{choisie}$ (cm²)	St (Cm)
V5	3,30	12HA16=24.13	8HA16=16.08	2x(13HA8) =13.07	15
V6	4.95	12HA16=24.13	12HA16=24.13	2x(24HA8) = 24.13	15

Tableau V.17 : Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	L (m²)	$A_{choisie}$ (cm²)	Amin RPA(cm²)	Amin CBA(cm)	Vérification
V5	3,30	48.26	8.85	5.90	Vérifiée
V6	4.95	48.26	13.50	9.00	Vérifiée

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.18 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
V1	3686.79	-65.06	2.88	43.14	15	201.63	Vérifiée
V2	1706.66	-4.42	1.96	29.92	15	201.63	Vérifiée
V3	699.54	8.97	1.28	19.13	15	201.63	Vérifiée
V4	655.95	-246.93	1.72	25.09	15	201.63	Vérifiée

Tableau V.19 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	N (kN)	M (kN.m)	σ_b(MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
V5	1036.16	-381.62	1.68	24.96	15	201.63	Vérifiée
V6	1650.81	-0.9	1.32	19.47	15	201.63	Vérifiée

V.4.1.3. 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.20 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	A (cm)	h_e (m)	$A_{h.cal}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm²)
V1	20	2.83	50	10	2x(28HA12) = 63.33cm²
V2	20	2.83	35.52	15	2x(19HA12) = 42.98cm²
V3	20	2,83	44.17	15	2x(20HA12) = 45.2cm²
V4	20	2.83	42.89	15	2x(19HA12) = 42.94cm²

Tableau V.21 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	a (cm)	h_e (m)	$A_{h.cal}$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm²)
V5	20	2,88	35.52	15	2x(19HA12) = 42.98cm²
V6	20	2,88	48.26	10	2x(28HA12) = 63.33cm²

V.4.1.4. 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 $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ était 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).

Autres recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone IIb

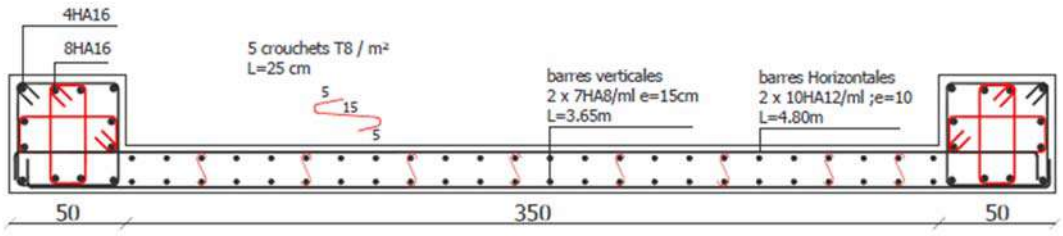


Figure V.4**:** Ferraillage de voile plein 6

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, nous avons 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 ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

Nous devons devra disposer **:**

Des aciers longitudinaux A_l.

Des aciers transversaux A_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 :

Nous devons savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

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

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 ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

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_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

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 :

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

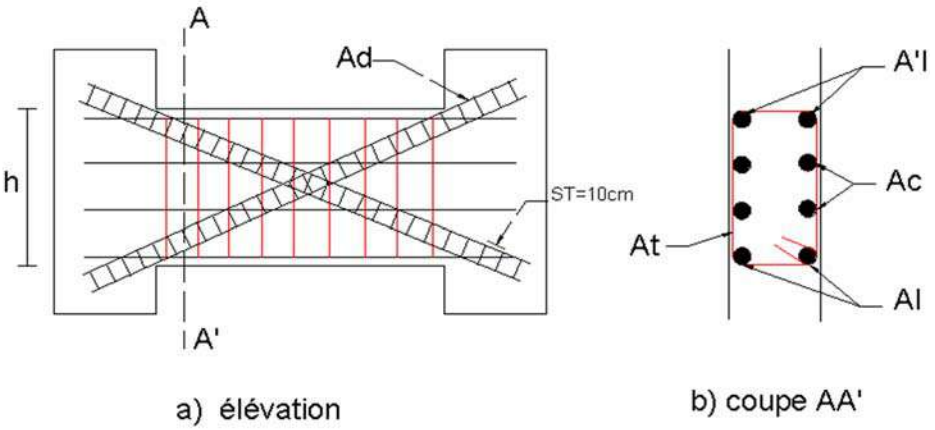


Figure V.5**:** Disposition des armatures de linteaux.

Tableau V.22 : Choix de la méthode de calcul.

Linteaux	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
1	RDC ;1er ;2éme 3éme;4éme	1.2	1.88	696.54	2.62	1,5	Non	Traction/Compression
	5éme	1.2	1.88	331.35	1.25	1.5	Oui	Flexion simple
	6 éme	1.2	0.88	123.27	0.46	1.5	Oui	Flexion simple
2	RDC ;1er ;2éme 3éme;4éme	1.2	1.88	721.17	2.70	1.5	Non	Traction/Compression
	5 éme	1.2	1.88	353.80	1.33	1.5	Oui	Flexion simple
	6 éme	1.2	0.88	134.17	1.09	1,5	Oui	Flexion simple

➢ **Flexion simple :**

Tableau V.23 : La section d'armatures des linteaux.

Linteaux	Niveau	Armatures longitudinal				Armatures transversales				Armatures de peau		
		M (kN. m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	V (kN)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)	S (cm)
1	5em	181.32	1.83	3.46	4HA12 =4.52	0.63	331.35	2HA8=1.01	10	6.12	2x9HA12 =20.36	15
	6em	62.05	0.83	2.61	4HA12 =4.52	1.36	123.27	2HA8=1.01	15	2.12	2x4HA12 =9.04	15
2	5em	178.64	1.83	3.41	4HA12 =4.52	0.63	353.80	2HA8=1.01	10	6.12	2x9HA12 =20.36	15
	6em	59.53	0.83	2.51	4HA12 =4.52	1.36	134.17	2HA8=1.01	15	2.12	2x4HA12 =9.04	15

➢ **Traction/Compression**

Tableau V.24 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Linteaux	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l , A_l' (cm^2)	A_t (cm^2)	A_c (cm^2)	S (cm)
1	10.41	2x4HA14=12.31	2x2HA14=6.16	2HA10=1.57 Esp = 15 cm	2x9HA12=20.36	15
2	10.78	2x4HA14=12.31	2x2HA14=6.16	2HA10=1.57 Esp = 15 cm	2x9HA12=20.36	15

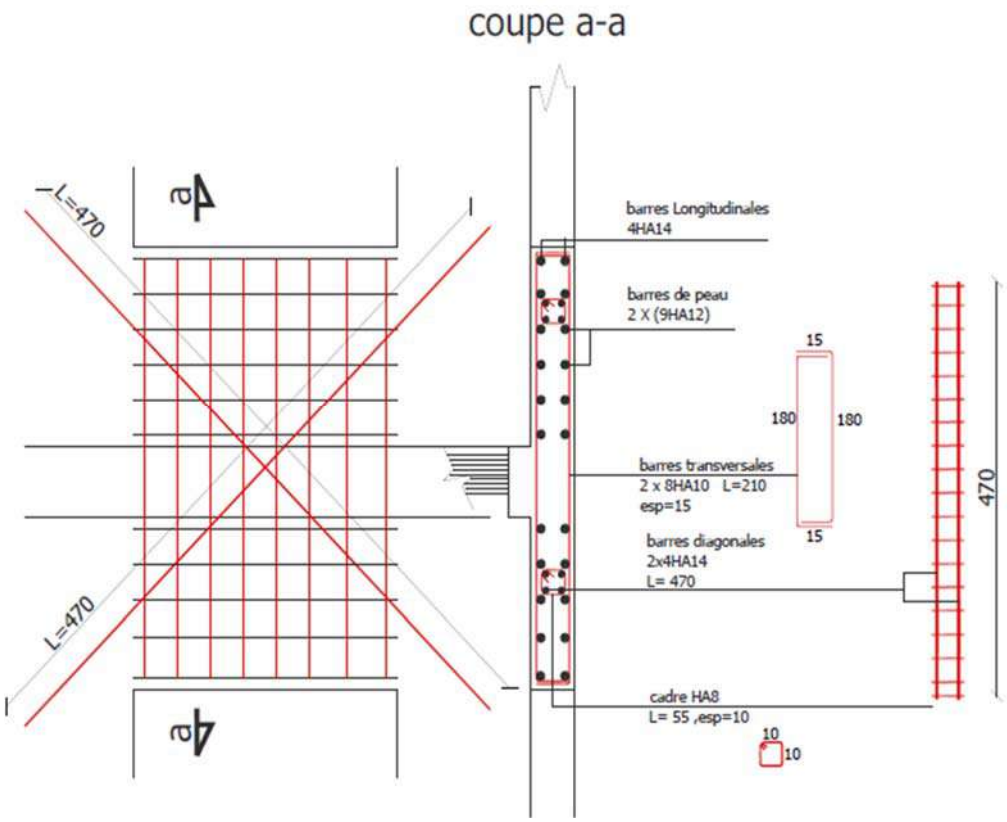


Figure V.6**:** Ferraillage des linteaux

CHAPITRES VI :
CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : CALCUL 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 nous connaissons 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-profondes (les puits).

-Fondations profondes (les pieux).

VI.3. 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 possibles 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 Laboratoire BEN ABDI Ahmed ».

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

D'après le rapport géotechnique nous avons :

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

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

$$D = 2.5\ \text{m}$$

$\gamma_h = 17{,}3\ \text{kN/m}^3$, $\varphi = 18°$, $C = 0{,}5\ \text{bar}$, ΔH=2.40cm

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.4. 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 les axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

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

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

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

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

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

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

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

- **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 : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, nous prendrons :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}5\text{bar} = 0{,}15\text{MPa} \quad , \quad a = b = 55\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1173.54	1.91	-25.00	3.43	3.43	78	3.5	3.5	80
S2	1055.68	9.98	10.71	3.25	3.25	72	3.3	3.3	75
S3	751.13	-4.24	-7.67	2.74	2.74	65	2.8	2.8	65

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre Les bulbes de pression sous les semelles [5] :

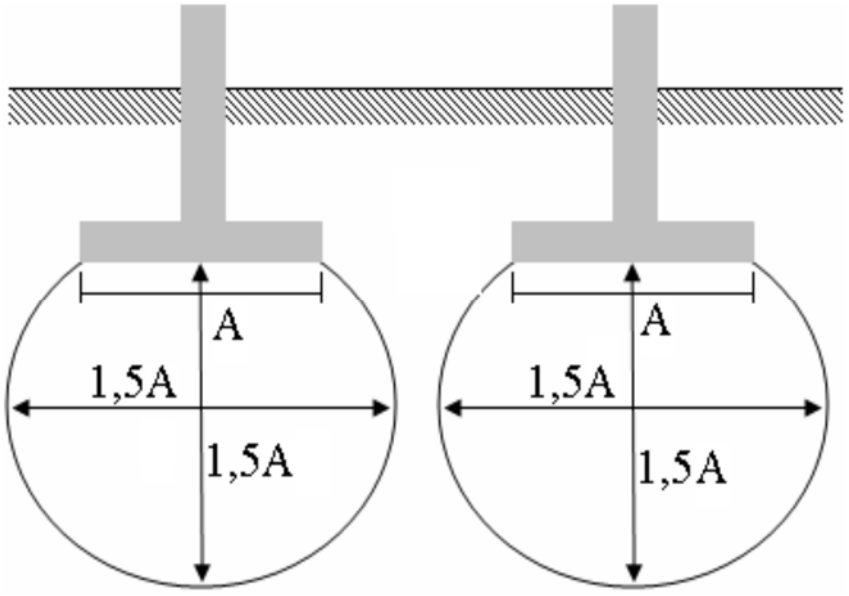


Figure VI.1 : Les bulbes de pression sous la semelle [5].

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

La figure suivante présente les interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivante :

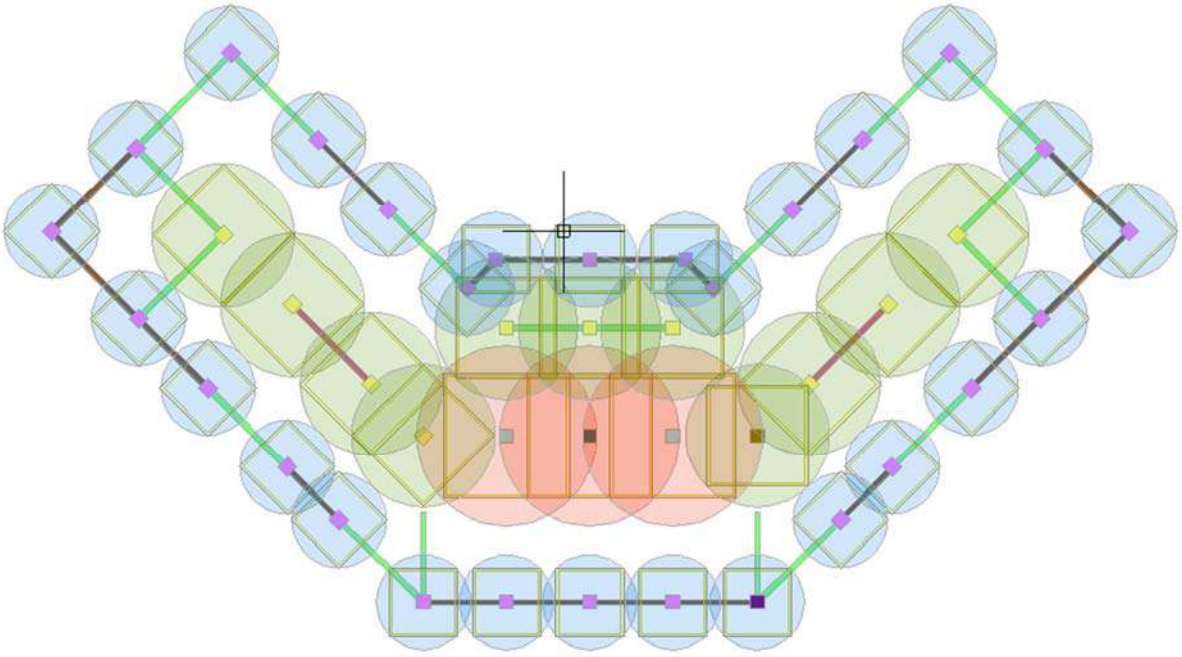


Figure VI.2 **:** chevauchement des bulbes de pression sous la semelle.

Il y a un risque de chevauchement entre les bulbes de pression des semelles suivant les deux axes (X, Y), ce qui nous oblige à passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

Nous avons 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 faitsur 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_D: débord droit de la semelle isolée

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

semelle		Nser (KN)	B(m)	$B_{ch}(m)$	$h_{ch}(m)$	σ(MPa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Sous plusieurs poteau	**SF1**	2707.75	1.76	1.80	40	0.93	1	VérifiéE
Sous voiles	**SF2**	3216.93	1.78	1.80	40	0.95	1	Vérifié
	SFph	1130.57	1.57	1.60	35	0.96	1	Vérifié

VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), 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.3 : Vérification de la stabilité au renversement

semelle		N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sous plusieurs poteau	**SF1**	2707.75	-60.84	2.24	1.80	45	Vérifiée
Sous voiles	**SF2**	3216.93	9.40	0.29	1.80	45	
	SFph	1130.57	12.35	1.09	1.60	80	

À partir de ces résultats, nous pouvons en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.4.2.3. Vérification de poinçonnement

$$F\ (ELU) < \frac{0.045.h.uc\ .fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement

a (m)	b (m)	h (m)	u (m)	Fcj (Mpa)	γb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)<Flimt
50	50	60	4.40	25	1.50	1606.63	1980.00	Vérifiée

VI.4.2.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.5 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Direction	L(m)	B(m)	B'(m)	$1.5\times\frac{B+B'}{2}$	$L > 1.5 \times \frac{B+B'}{2}$
X	4.95	1.60	1.80	2.55	Vérifiée
Y	4.55	1.80	1.80	2.7	Vérifiée

➢ **Conclusion**

D'après ces résultats, nous constatons qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.5. 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 prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \quad \Rightarrow \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}^{\,4}}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

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.6 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	B (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF	65	4	54.20	75	5.27	Vérifiée

VI.4.2.5.1. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage

$$F\ (ELU) < \frac{0.045.h.uc.fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.7 : Vérification de poinçonnement

h (m)	u (m)	Fcj (Mpa)	ɣb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)<Flimt
0.75	4.80	25	1.50	2700	1637.46	Vérifiée

.

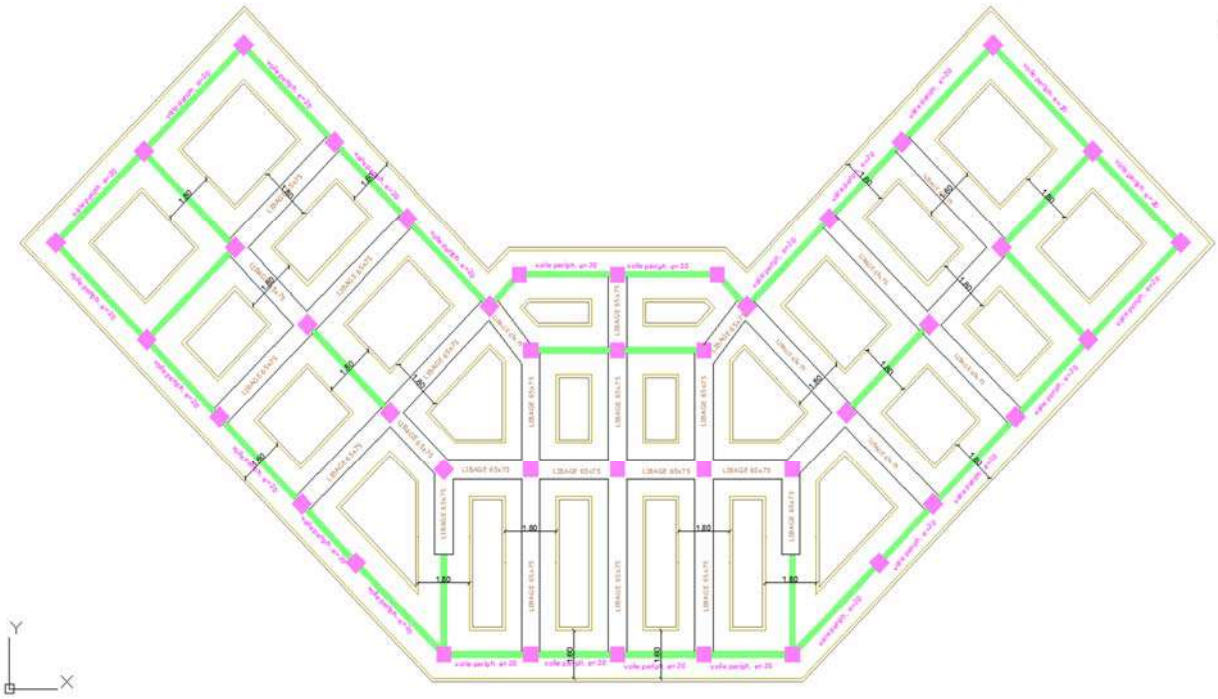


Figure VI.3 : Les dimensions final des semelles filantes

VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.6.1. Semelle filante 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 (Ab) parallèle a B.

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, nous prévoyons prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF2	918.18	-6.05	-0.65	30	Diagramme trapezoidal

- **Remarque** :

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.9 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF2	1211.37	-6.05	1	1.80	10.72	10HA12=11.31	10

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (11.31x2.7)/4 = 7.63\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 7HA12 = 7.92cm^2$St=15cm

VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **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 valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle à B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle àA.

Tableau VI.10 : 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)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF1	1906.63	-8.73	-0.54	30	Diagramme trapezoidal

➢ **Remarque**

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.11 : 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)
SF1	1906.63	-8.73	3.55	1.80	28.89	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (30.54x2.7)/4 = 20.61\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 20HA12 = 22.62cm^2$

-Aa, rép=7HA12= 7.92cm²/ml St= 15 cm

c) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 :

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1064.2 \times 1000}{650X720} = 2{,}27\ MPa < \bar{\tau} = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

d) Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.12 : 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)
-606.18	596.42	1064.2	-472.22	464.60

e) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.13 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag		M_u (kN.m)	A (cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF1	Travée	596.42	25.52	0,00	6HA16+8ChHA16=28.15
	Appuis	-606.18	25.97	0,00	6HA16+8Ch HA16=28.15

f) Vérificationdes contraintes à l'ELS

-Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.14 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage SF4		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	464.60	28.15	12.06	7,90	201,63	102.96	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-472.22	12.06	28.15	8.03	201,63	104.65		

g) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (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)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
SF4	1064.2	2,27	8.84	3.02	18.75	37.5	10	15	6HA8=3.02

h) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de 75cm le CBA93 en exige, les armateurs longitudinaux, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 0.75 = 2.25\ cm^2, \text{donc nous adoptons } 2HA12 = 2.26\ cm^2.$$

- **Conclusion :**

La section finale de la poutre de libage est : 65x75 cm².

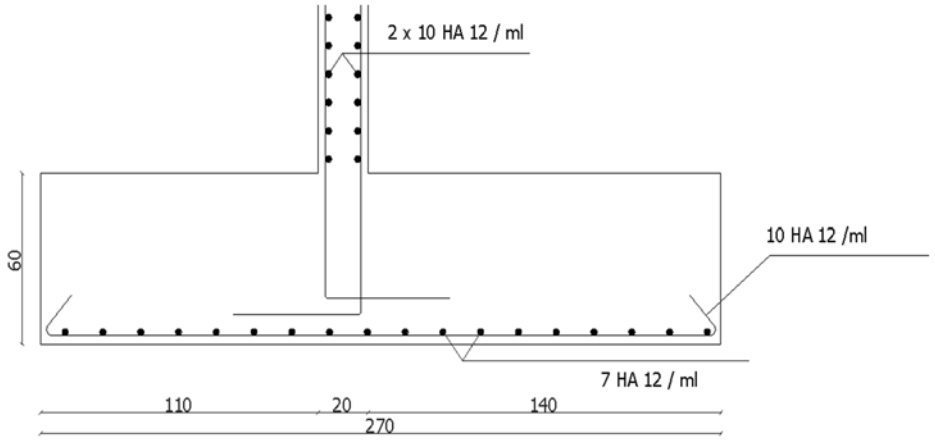


Figure VI.4 : Le ferraillage des semelles filantes sous voile

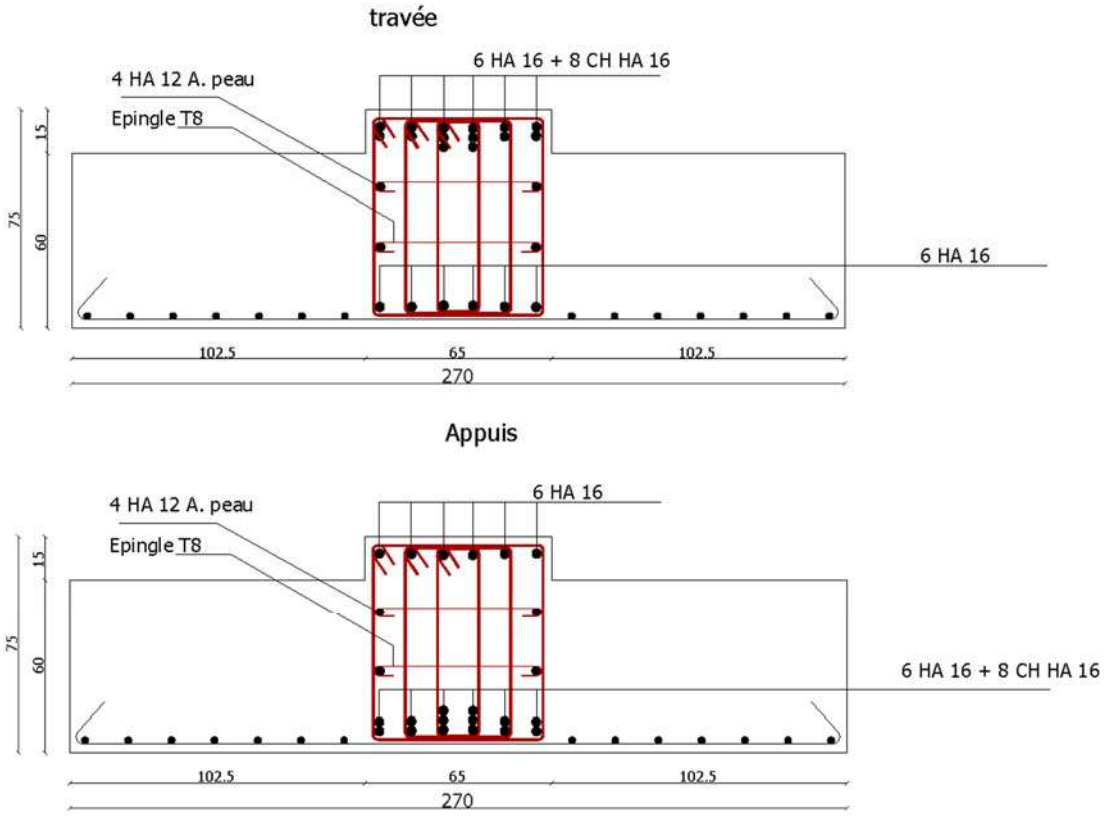


Figure VI.5 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteaux et la poutre de libage

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

- Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,51 s et un nombre des modes élevé (170 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage à cause de leur rôle porteur les poutres principales (30x40) cm² et secondaire (30x35) cm², nous avons adopté un diamètre (6HA16) (6 HA12).

- Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque surtout pour les voiles.

- Finalement, pour l'infrastructure, les semelles filantes croisées pour le RDC étaient 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).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\,\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d′inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0.d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & \text{SI} \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur $(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

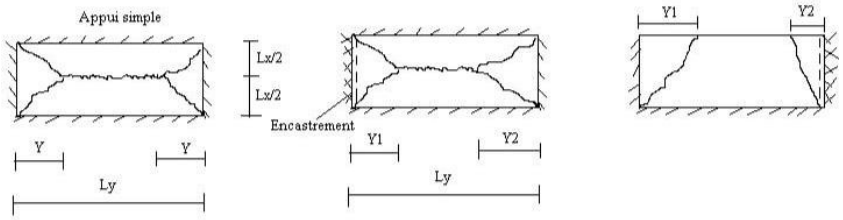
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

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.

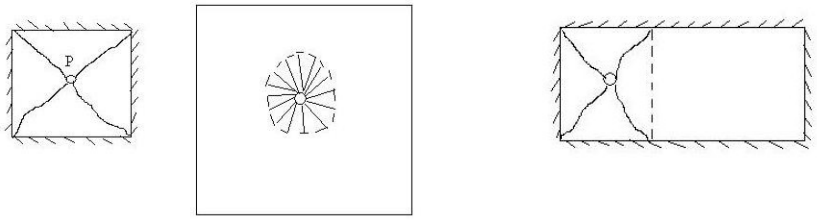
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\ M_0$$

$$M_a = -0{,}5\ M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\ M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\ M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\ M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\ M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$$a \leq \text{Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)}$$

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$$a \leq \text{Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_X \rightarrow A_X$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

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

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

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 **:**

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

Avec :

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

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

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

$S_t \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{At \times fe}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{F_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

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 $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:

- $S_t \leq \frac{A_t}{0{,}003 * b}$
- $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset, 30cm\right]$ Zone nodale
- $S' \leq \frac{h}{2}$ Zone courante

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

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 : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

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 :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$