République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Conception et étude d'un bâtiment (RDC+7 Etages) à usage commecial et habitation

Présenté par :

- BOUCHERIT RIAD
-TOUATI MOHAMED LAMINE

Encadré par :
Mme:LACHENANI AMINA

Promotion Juin 2021.

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

- A Ma fiancée que je la souhaite une bonne vie.

- A Mes frère **ALAA ET OUSSAMA**

- A toute la famille «BOUCHERIT» sans exception.

Je remercie mes amis et binômes ABDO ET AYMENqui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master.

BOUCHERIT RIAD



Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve

Pour leur patience et leur soutien tout au long de parcours scolaire.

- A toute la famille «TOUATI» sans exception.

Je remercie mon amie ABDO ISHAQ OUSSAMA et mon binômes RIAD qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master.

TOUATI MOHAMED LAMINE

Remerciement

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à remercier et à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice ***Mme: lachnani*** *de nous avoir guidé et orienté durant les différentes étapes de ce projet.*

Nos sincère remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout se savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout Mr : ***OULD TURKI Benaissa***

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué, par leurs conseils, leurs encouragements ou leur amitié à l'aboutissement de ce travail, trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة عمارة تتألف من (طابق أرضي + سبعة طوابق) .

و المقرر بناؤها بولاية الجزائر (باباحسن) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية النشيطة (III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. (RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un batiment en (RDC+7+) qui sera implanté dans la wilaya De ALGER , (BABA HACEN), cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 20».

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

Abstract

The aim of this project is the conception and study of a building (F+7), will be implanted in ALGER (BABA HACEN), and this region is classified in the zone of strong seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 20».

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

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1
I.2. Destination et situation 1
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 1
I.3.1. Dimensions en plan 1
I.3.2. Dimensions en élévation 1
I.4. Conception de la structure 1
I.4.1. Ossature de l'ouvrage 1
I.4.2. Planchers 2
I.4.3. Maçonnerie 2
I.4.4. L'acrotère 2
I.4.5. Escalier 2
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 2
I.5.1. Béton 2
I.5.2. Ciment 3
I.5.3. Granulats 3
I.5.4. Béton armé 3
I.5.5. Acier 4
I.6. Principe de calcul du CBA 93 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction 6
II.1.1. Pré-dimensionnement des plancher 6
II.1.1.1. Planchers à corps creux 6
II.1.1.2. Les dalles pleines 7
II.1.1.2.1. Critère de résistance 7
II.1.2. Pré-dimensionnement des poutres 8
II.2. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 9
II.2.1. Plancher corps creux 9
II.2.1.1. Plancher terrasse 9
II.2.1.2. Plancher courant 9

II.2.2. Maçonnerie 10
II.2.2.1. Murs intérieurs (simple cloison) 10
II.2.2.2. Murs extérieurs (double-cloison) 10
II.2.3. Charges d'exploitation 10
II.3. Pré dimensionnement des poteaux 10
II.3.1. Les dimensions des poteaux 11
II.3.2. Etapes de pré dimensionnement 11
II.3.2.1. Choix du poteau le plus sollicité 12
II.3.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau 13
II.3.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges) 13
II.3.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation 13
II.3.2.5. Calcul de la capacité portante ***N*** 14
II.3.2.6. Vérification de la capacité portante 15
II.3.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5) 16
II.3.2.8. Conclusion 16
II.4. Pré-dimensionnement des voiles 17
II.4.1. Conclusion 18

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 19
III.1.1. Introduction 19
III.1.2. Evaluation des charges 19
III.1.3. Détermination des efforts 19
III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) 19
III.1.4.1. Données 19
III.1.4.2 Armatures 20
III.1.5. Espacement 20
III.1.6. Vérifications 20
III.1.7. Schéma de ferraillage 20
III.2. Escaliers 21
III.2.1. Introduction 21
III.2.2. Pré dimensionnement 21
III.2.3. Evaluation des charges 21

III.2.3.1 Paillasse 21
III.2.3.2. Palier 21
III.2.4. Détermination des efforts 22
III.2.5. Ferraillage (à l'ELU) 22
III.2.5.1. Données 23
III.2.5.2. Armatures 23
III.2.5.2.1. Principales 23
III.2.5.2.2. De répartition 23
III.2.6. Espacement 23
III.2.7. Vérifications 24
III.2.7.1. Des contraintes 24
III.2.7.2. De la flèche : 24
III.2.8. Schéma de ferraillage 24
III.3. consol 25
III.3.1. Pré dimensionnement 25
III.3.2. Evaluation des charges 25
III.3.3. Calcul de ferraillage L'ELU 26
III.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS 26
III.3.5. Vérificationdes contraintes de cisaillement à L'ELU 26
III.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS 26
III.4. Planchers (poutrelles) 27
III.4.1. Introduction 27
III.4.2. Dimensions 27
III.4.3. Calcul 27
III.4.3.1. Avant coulage 27
III.4.3.1.1. Evaluation des charges 27
III.4.3.2. Après coulage 28
III.4.3.2.1. Evaluation des charges 29
III.4.3.2.2. Calcule des sollicitations a l'ELU 29
III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) 30
III.4.3.2.4. Vérifications 31
III.4.4. Dalle de compression 32
III.4.5. Schéma de ferraillage 32
III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) 33

III.5.1. Introduction 33
III.5.2. Dalle reposant sur trois appuis 33
III.5.2.1. Calcul de ferraillage 33
III.5.2.2. Vérification des contraints à l'ELS 33
III.5.2.3. Vérification d'effort tranchant àl'ELU 34
III.5.2.4. Flèche 34
III.5.3. Dalle machine 34
III.5.5.1. Introduction 34
III.5.5.2. Prédimensionnement de la dalle 34
III.5.5.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation 35
III.5.5.4. Détermination des sollicitations 35
III.5.5.5. Calcul de ferraillage à L'ELU 36
III.5.5.6. Vérification des contraintes à L'ELS 36
III.5.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 36
III.5.5.8. Vérification de la flèche à L'ELS 36
III.5.5.9. Vérification Poinçonnement 37

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 38
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 38
IV.2.1. Centre de masse 38
IV.2.2. Centre de torsion 38
IV.2.3. Excentricité statique (théorique) 40
IV.2.4. Excentricité accidentelle 40
IV.2.5. Analyse de notre structure 41
IV.2.5.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau IV.1) 42
IV.2.5.2. Excentricité 42
IV.3. Choix de la méthode de calcul 43
IV.3.1. Introduction 43
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 44
IV.3.2.1. Principe de la méthode 44
IV.3.2.2. Modélisation 44
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul 44

IV.3.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 44
IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 44
IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement R 45
Suivant l'axe (X) : 45
Suivant l'axe (Y) : 45
IV.3.2.3.4. Facteur de qualité Q 46
IV.3.3. Résultats de l'analyse dynamique 46
IV.3.3.1. Analyse modale 46
IV.3.3.1.1. Comportement modal 46
IV.3.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 47
IV.3.3.2. Analyse statique et dynamique 48
IV.3.3.2.1. Stabilité de la structure 48
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 48
b) Vérification de la stabilité au renversement : 50
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 50
Suivant l'axe (X) : 51
Suivant l'axe (Y) : 51
d) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 ») 51
IV.3.3.2.2. Résistance des éléments 52
a) Vérification de cisaillement des éléments 52
Suivant l'axe (X) : 53
Suivant l'axe (Y) : 53
b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 54
conclusion : 55

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction 56
V.2. Ferraillage des poutres 56
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 56
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 57
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 58
V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 58
VI.3.ferraillage des poteaux 60

VI.3.1. Armatures longitudinales 60
VI.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal.....60
VI.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage..... 60
VI.4. ferraillage des voiles 61
VI.4.1. Ferraillage des voiles pleins 64
VI.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 65
VI.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS.....65
VI.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 66
VI.4.2 Calcul des armatures horizontales 66
VI.4.3 Armatures transversales ….....67
VI.4.4.Ferraillage des linteaux ……68
VI.4.4.1.Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06 f_{c28}}$)……68
VI.4.4.1.1.Aciers longitudinaux 68
VI.4.4.1.2.Aciers transversaux 68
VI.4.4.2.2.Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$).....69

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction 71
VI.2. Connaissance du site et du sol.....71
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle..... 71
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure.....72
VI.5. Calcul des semelles isolées..... 73
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées.....73
VI.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles.....73
VI.6. Calcul des semelles filantes..... 75
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes..... 75
VI.6.2. Vérification de la stabilité au renversement. 76
VI.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante 76
VI.6.4. Pré dimensionnement de la poutre de libage.....76
VI.6.5. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 77
VI.6.6. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 77

VI.6.7. Ferraillage Poutre de libage..... 77
VI.6.7.1. Armature calculée en travée et en appuis..... 78
VI.6.7.2. Armatures choisis en travées et en appui 78
VI.6.7.3. Vérification des contraintes a L'ELS [2] 78
VI.6.7.4. Armature transversale.....79
VI.6.7.5. Vérification de la flèche a L'ELS.....79
VI.6.7.6. Armatures de peau.....79
VI.6.8. Ferraillage des semelles filantes.....80
VI.6.8.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux 80
VI.6.8.2. Semelle filante (continue) sous un voile 81
V.7. Ferraillage des longrines.....81
VI.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC 81
VI.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS 82
VI.7.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 82

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…… -5 -

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II. 1: Pré dimensionnement des poutres……..- 8-
Tableau II. 2: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)……....-9-
Tableau II. 3: Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)……..-9-
Tableau II. 4: Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison…….-10-
Tableau II. 5: Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison…….....-10-
Tableau II. 6: Pré dimensionnement des poteaux…….…….…….…….-11-
Tableau II. 7: Vérification du coffrage des poteaux…….…….…..….-11-
Tableau II. 8: les charges permanents…….……..…...-13-
Tableau II. 9: les sur charges d'exploitation…….…..….-14-
Tableau II. 10: Capacité portante N pour chaque section de poteau**…**……...……-14-
Tableau II. 11: Vérifications du 1,1$Nultime$etNU…….…..…..-15-
Tableau II. 12: Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003…….……-16-

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1 : Evaluation des charges. .....- 19 -
Tableau III. 2: Détermination des efforts .....- 19 -
Tableau III. 3: Paramètres de calcul. .....- 20 -
Tableau III. 4: Armatures verticales et horizontales.....- 20 -
Tableau III. 5: Espacement des armatures.....- 20 -
Tableau III. 6: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU). - 20 -
Tableau III. 7:Dimensions de l'escalier. .....- 21 -
Tableau III. 8:Pré dimensionnement de l'escalier.....- 21 -
Tableau III. 9:Evaluation des charges de la paillasse. .....- 21 -
Tableau III. 10: Evaluation des charges du palier. .....- 21 -
Tableau III. 11: Combinaisons des charges.....- 22 -
Tableau III. 12: Détermination des efforts. .....- 22 -
Tableau III. 13: Paramètres de calcul. .....- 23 -

Tableau III. 14: Armatures principales. - 23 -
Tableau III. 15: Armatures de répartition. - 23 -
Tableau III. 16: Espacement des armatures. - 23 -
Tableau III. 17: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). - 24 -
Tableau III. 18: Vérification de la flèche (à l'ELS). - 24 –
Tableau III.3.1 *:* Pré dimensionnement de consol……..-25-
Tableau III. 19: Calcul des efforts de consol. - 25 -
Tableau III. 20: Calcul de ferraillage de consol. - 26 -
Tableau III. 21: Vérification des contraintes à l'ELS**.** - 26 -
Tableau III. 22: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. - 26 -
Tableau III.3.6 *:* Vérification Les Conditions De La Flèche……..-26-
Tableau III. 23: Dimensions de poutrelles. - 27 -
Tableau III. 24: Evaluation des charges de poutrelles. - 27 -
Tableau III. 25: Détermination de nombre des étaiements. - 28 -
Tableau III. 26: charge, surcharges et la combinaison des charges. - 29 -
Tableau III. 27: Détermination des efforts. - 30 -
Tableau III. 28: Armatures longitudinales (terrasse + étage courant). - 31 -
Tableau III. 29: Armatures transversal - 31 -
Tableau III. 30: Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU). - 31 -
Tableau III. 31: Vérification de la flèche (à l'ELS). - 31 -
Tableau III. 32: Armatures de la dalle de compression. - 32 -
Tableau III. 33: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. - 33 -
Tableau III. 34: ferraillage à l'ELU. - 33 -
Tableau III. 35: Vérification des contraintes à l'ELS. - 33 -
Tableau III. 36: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU. - 34 -
Tableau III. 37: Vérification de la flèche (à l'ELS). - 34 -
Tableau III. 38: Poids de la machine**.** - 35 -
Tableau III. 39: Détermination des charges - 35 -
Tableau III. 40: Sollicitations de la dalle machine**.** - 36 -
Tableau III. 41: Ferraillage à l'ELU. (Sens X, Sens Y). - 36 -
Tableau III. 42: Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-X**.** - 36 -

Tableau III. 43: Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-Y. ..... - 36 -
Tableau III. 44: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ..... - 36 -

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1: Centre de masse et centre de torsion. ..... - 42 -
Tableau IV. 2: Excentricité suivant les deux directions. ..... - 43 -
Tableau IV. 3: Justification du coefficient du comportement suivant (X). ..... - 45 -
Tableau IV. 4: Justification du coefficient du comportement suivant (Y). ..... - 45 -
Tableau IV. 5: détermination du facteur de qualité Q de la structure. ..... - 46 -
Tableau IV. 6: Le comportement des trois premiers modes. ..... - 46 -
Tableau IV. 7: Comportement des modes. ..... - 48 -
Tableau IV. 8: Les valeurs de la force sismique. ..... - 49 -
Tableau IV. 9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. ..... - 49 -
Tableau IV. 10: Vérification de la stabilité au renversement. ..... - 50 -
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X). ..... - 51 -
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y). ..... - 51 -
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ. ..... - 52 -
Tableau IV. 14: Vérification de cisaillement des poutres. ..... - 53 -
Tableau IV. 15: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x : ..... - 53 -
Tableau IV. 16: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y : ..... - 53 -
Tableau IV. 17: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X). ..... - 54 -
Tableau IV. 18: Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y). ..... - 54 -
Tableau IV. 19: Vérification de l'effort normal réduit. ..... - 54 -
Tableau IV. 20: Dimensions finales des éléments. ..... - 55 -

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V. 1 : La section calculée d'armatures des poutres. ..... - 56 -
Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres. ..... - 56 -
Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. ..... - 57 -
Tableau V. 4: Vérification de section d'armatures. ..... - 57 -
Tableau V. 5: La section d'armatures transversales. ..... - 58 -
Tableau V. 6: Vérification des contraintes de cisaillement. ..... - 58 -
Tableau V. 7: La section d'armatures des poteaux. ..... - 61 -
Tableau V. 8: Vérification des contraintes à l'ELS. ..... - 61 -
Tableau V. 9: La section d'armatures transversales des poteaux. ..... - 62 -
Tableau V. 10: La section calculée d'armatures verticales des voiles. ..... - 65 -
Tableau V. 11: La section choisie d'armatures verticales des voiles. ..... - 65-
Tableau V. 12: Vérification des contraintes normales des voiles. ..... - 66 -
Tableau V. 13: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. ..... - 66 -
Tableau V. 14: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. ..... - 67 -
Tableau V.15 : Choix de la méthode de calcul……-69-
Tableau V .21 : La section choisie d'armatures des linteaux……-69-

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS . ..... - 73 -
Tableau VI. 2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. ..... - 76 -
Tableau VI. 3: Vérification de renversement des semelles filantes. ..... - 76 -
Tableau VI. 4: Vérification de poinçonnement de la semelle filante. ..... - 76 -
Tableau VI. 5: Prédimentionnment de poutre de libage. ..... - 77 -
Tableau VI. 6: Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage. ..... - 77 -
Tableau VI. 7: Vérification de cisaillement de poutre de libage. ..... - 77 -
Tableau VI. 8: Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage. ..... - 78 -
Tableau VI. 9: Ferraillage longitudinal de poutre libage. ..... - 78 -
Tableau VI. 10: Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.. ..... - 78 -
Tableau VI. 11: Vérification de sections d'armatures. ..... - 78 -
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes a L'ELS. ..... - 78 -
Tableau VI. 13: Armateurs transversale. ..... - 79 -
Tableau VI. 14: Vérifications préliminaire de la flèche. ..... - 79 -

Tableau VI.*15* : Vérification de la flèche de poutre de libage…….. -79-
Tableau VI. 16: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux . .....- 80 -
Tableau VI. 17: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. .....- 80 -
Tableau VI. 18: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. .....- 80 -
Tableau VI. 19: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. .....- 81 -
Tableau VI. 20: Ferraillages des semelles filantes sous voiles.....- 81 -
Tableau VI. 21: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.....- 81-
Tableau VI. 22: coefficient α.....- 81 -
Tableau VI. 23: Ferraillage des longrines. .....- 82 -
Tableau VI. 24: Vérification des contraint normal.....- 82 -
Tableau VI.*25* : Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement……..- 82 -

LISTE DES FIGURES

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Plancher a corps creux.……..6
Figure II.2 : Dimensions du corps creux.……...6
Figure II.5.1 : surface de plancher supportée par……....12

Chapitre III : CALCULE DES ÉLÉLMENT SECONDAIRE

Figure III.1 : ferraillage de l'acrotère …….....20
Figure III.2-2 : Distribution des charges à l'ELU et ELS……....22
Figure III.2-3: Diagramme des moments retenus…….22
Figure III.2.5.Diagramme retenu d'effort tranchant a l'ELU……..23
Figure.III.2.7 Ferraillage de l'escalier 24
Figure III.3.2.Distribution des charges…….27
Figure III.3.4 **:** Types des poutrelles…….28
Figure III.3.5**:**Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées ……29
Figure III.3.3 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U. ……...29
Figure III.3.7:Diagramme des moments à l'ELS…….30
Figure III.3.8 : Diagrammes d'effort tranchant à l'E.L. U ……..…....30
Figure III.3.8 : ferraillage de poutrelle …….... 32
Figure III.3.10:Disposition des armatures de la dalle de compression…….32
Figure III.4.1 Schéma statique de la dalle…….33
Figure III.5.1 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine……35

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.1 : Diposition des voiles vue en plan…… 41
Figure IV.2**:** disposition voiles en 3D …….42

Chapitre VI : CALCULE DES ÉLÉMENT RESISTANT

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres……59
Figure V.2 :Dessin de ferraillage des poutres principales……59
Figure V.3 :Dessin de ferraillage des poutres secondaires …….59
Figure V.4 : ferraillage des poteaux…… ……..63
Figure V.5 :Dessin de ferraillage des poteaux……...……63
Figure V.6: Dessin de ferraillage des voiles pleines…….67

Chapitre V : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..…72
FigureVI.3 : Les bulles de pression sous la semelle.……...73
Figure VI.4: chevauchement Des bulbes de pression sous la semelle…… 74
Figure VI.*5* : Semelle filantes sous plusieurs poteaux ……. 75
Figure VI.*5 :* Semelle filantes sous voiles……. ……..75
Figure VI.6 **:** Ferraillage des longrines…….83

Notations

Majuscules romaines

As : Section d'acier tendu.

As' : Section d'acier comprimé.

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

$A_{rép}$: armateur de réparation.

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot} : longueur total.

L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.

L_t : Largeur de la section comprimée.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

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

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

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

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

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc} : Espacement dans la courant.

ml : 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.

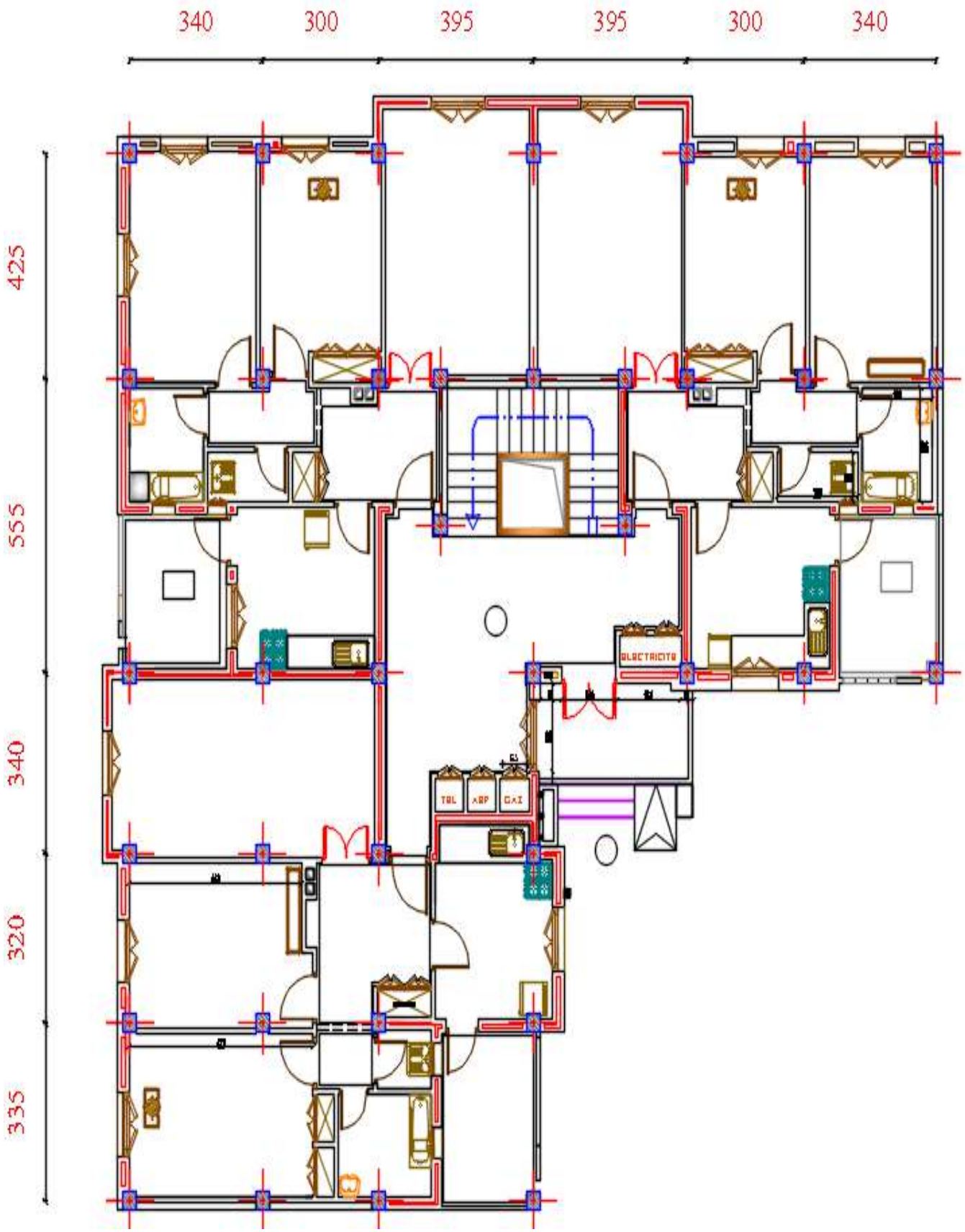
C.N.V : Condition non vérifiée.

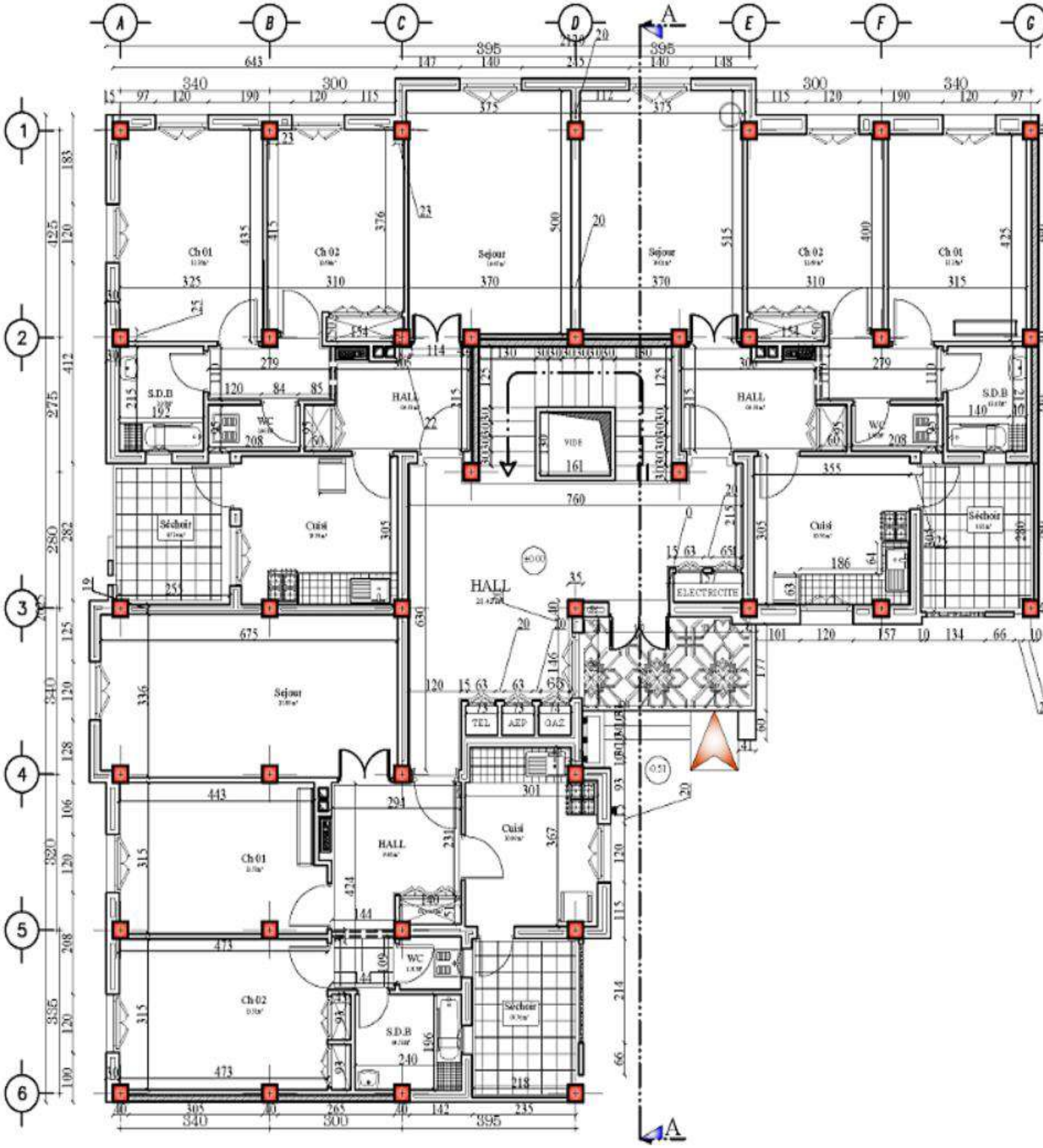
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.

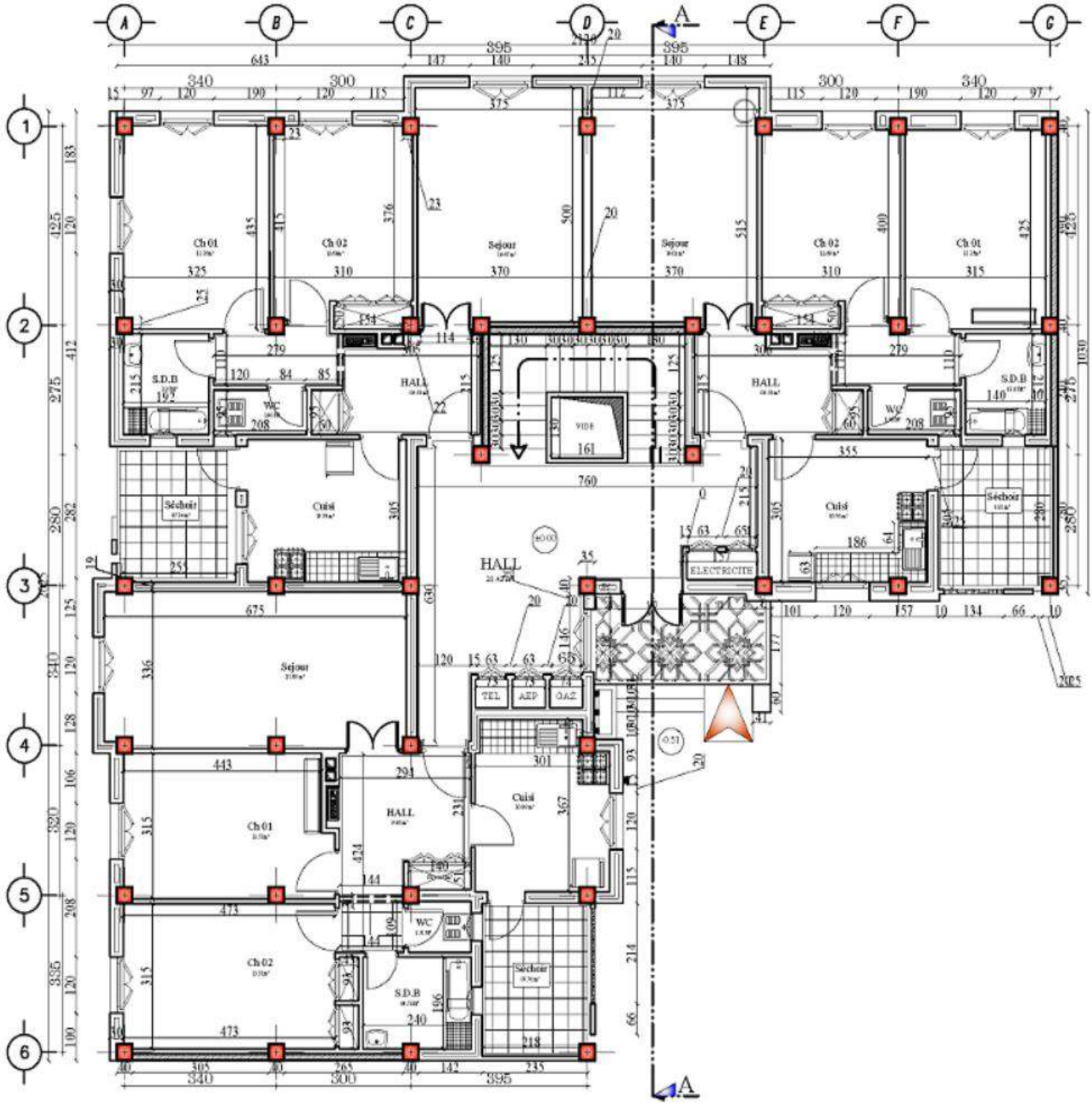
Les Plans

- Plan RDC+étage courant

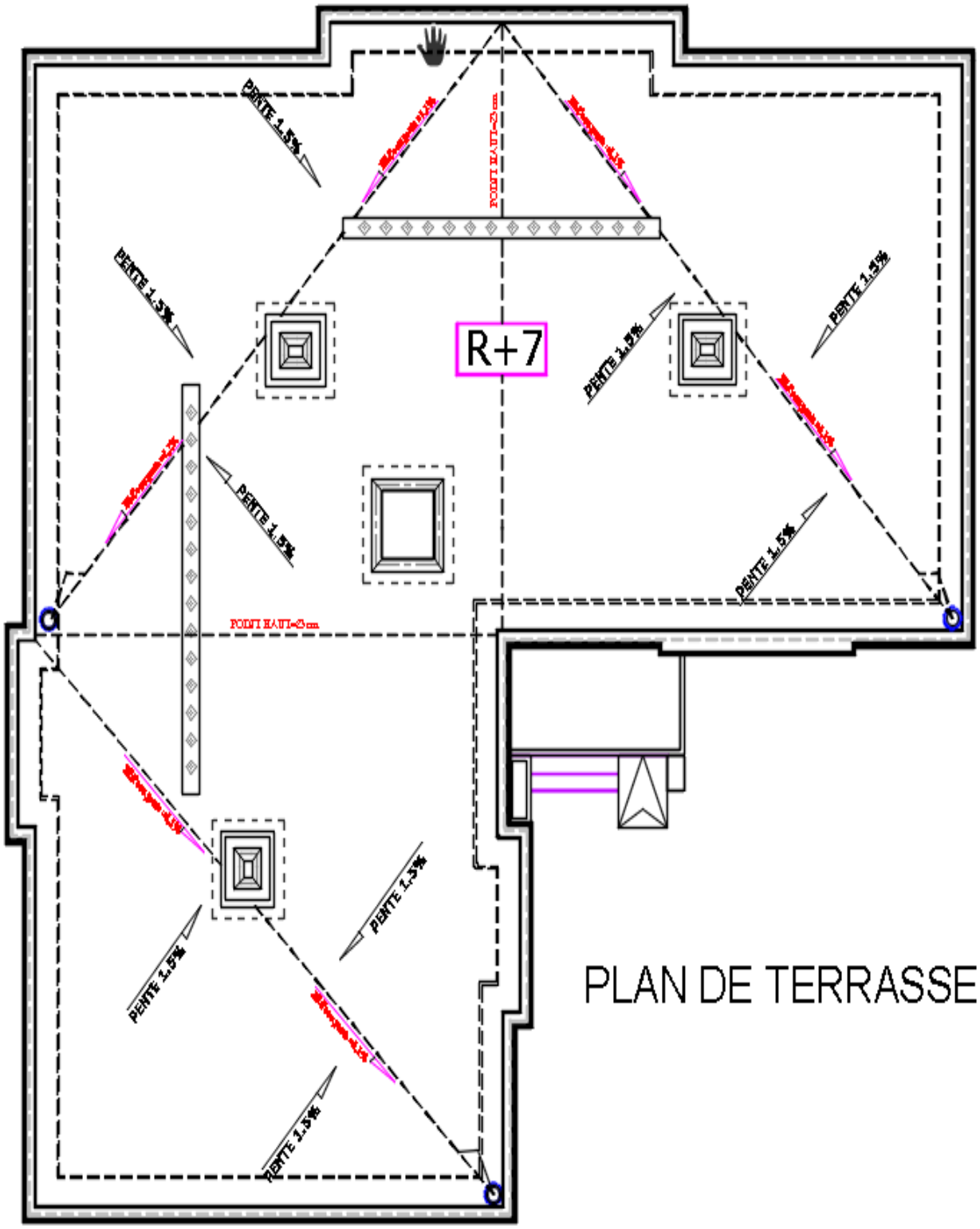




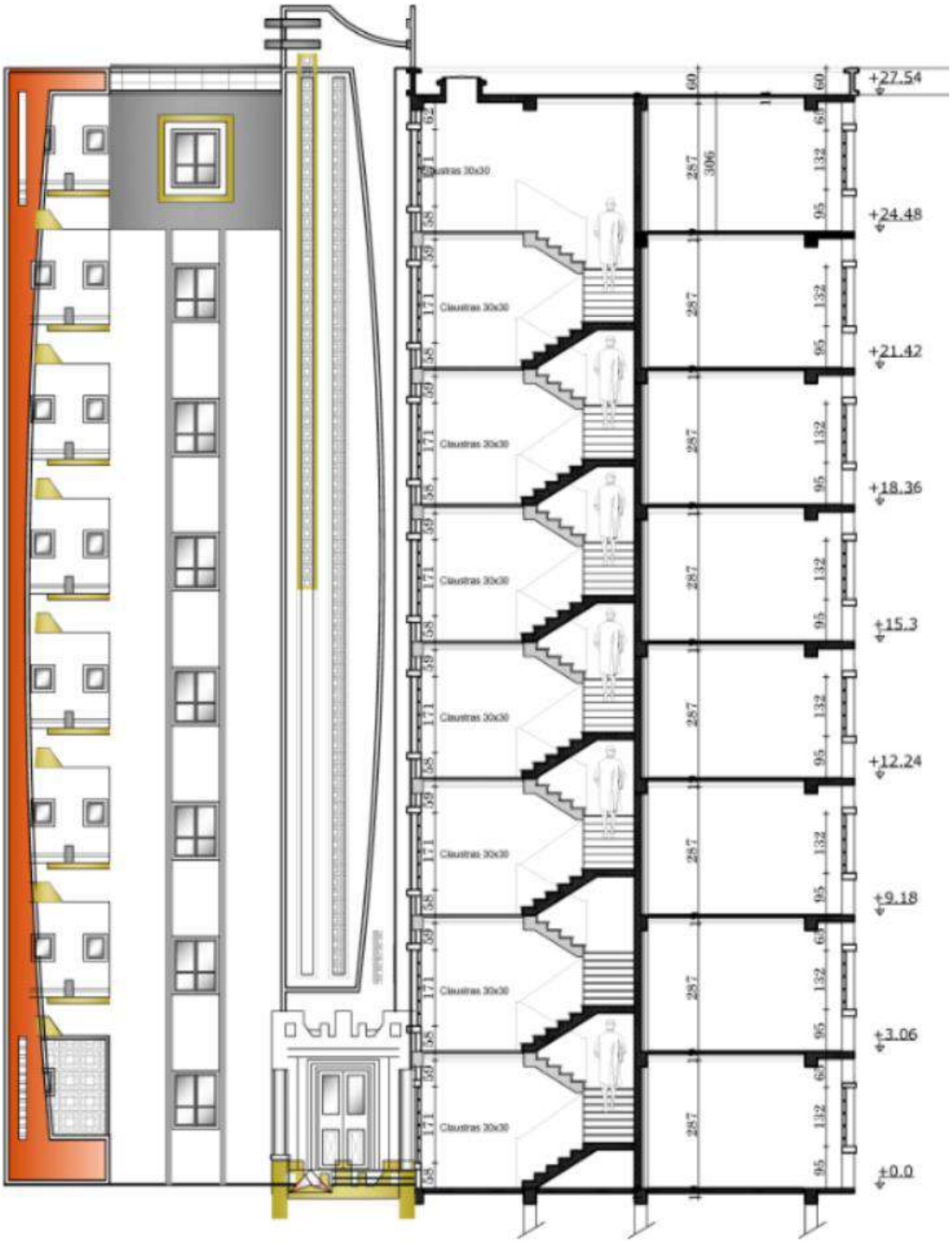
Plan RDC Coupe A-A



Plan ETAGE COURANT Coupe A-A



PLAN DE TERRASSE



COUPE A-A

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. Cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales RCAD Engineering consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + 7 étages. Il sera implanté à BABA HACENE ALGER, classée comme une zone de moyenne sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment : **20.7 m**
- Largeur totale du bâtiment : **19.75 m**

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants :..... **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment :..... **24.48m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 14m (Zone III), alors leRPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2. Planchers

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

I.4.3. Maçonnerie

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

I.4.4. L'acrotère

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

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois voler avec deux paliers intermédiaires.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

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

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction .Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

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

I.5.3. Granulats

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

I.5.4. Béton armé

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

I.5.4.1. Résistance du béton

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

I.5.4.1.1. 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 : fc28=25 MPA

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

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

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

I.5.4.1.2. 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 fondage, 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]:

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

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

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

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

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

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

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

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

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

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

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

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

I.5.5. Acier

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

Tableau **Error! No text of specified style in document.**.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

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.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

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

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

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPA.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPA.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 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=235 MPA» (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

Chapitre II :

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations de **RPA99version2003, CBA93, BAEL91, D.T.R.B.C.2.2** Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentes après vérification et aussi on prend en considération l'économie afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

II.1.1. Pré-dimensionnement des plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettres aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.1.1. Planchers à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de les formules suivante imposée par les règles **CBA93**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \qquad h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec:

h_t: L'épaisseur du plancher.

L_{max}: La longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis (L = 365 cm).

$$\frac{365}{25} \leq h_t \leq \frac{365}{20} \qquad h_t \geq \frac{365}{22.5}$$

$$14.6cm \leq h_t \leq 18.25\ cm \qquad h_t \geq 16.22cm$$

On adopter**:** h_t=20 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$\Rightarrow h_t$ = 16+4 cm.

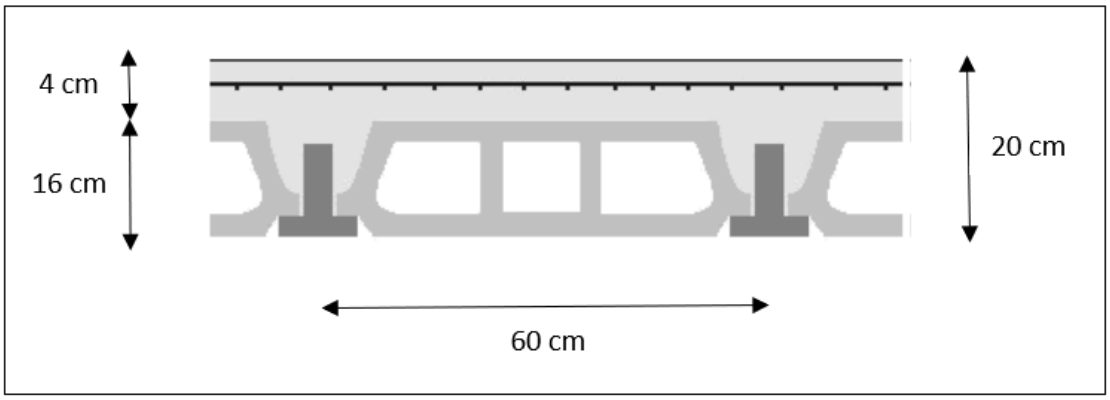


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

II.1.1.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle.

II.1.1.2.1. Critère de résistance

Pour le cas de notre structure, on a :

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

- Dalle reposant sur trois et quatre appuis :

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

Avec :

e: épaisseur de la dalle.

L_x: La plus petite des portées.

- Dalle reposant sur trois appuis, pour (L =1.1m) :

$$\frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40} \qquad 2.44 \text{ cm} \leq e \leq 2.75 \text{ cm}$$

Selon les deux conditions :

- isolation phonique : $e \geq 13$ cm .

- coupe feu : $e \geq 11$ cm (2h) .

On adopte : e=15cm.

II.1.2. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans le Tableau II.1:

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

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nus d'appuis ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1:Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	L= 525 cm ⇒35cm ≤ h ≤ 52.5cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 36.75cm On adopte : **b=30cm**	L= 365 cm ⇒ 24.33cm ≤ h ≤ 36.5cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 7.29cm ≤ b ≤ 25.55cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1,29 ≤ 4,0	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0
	Conditions vérifiées	**Conditions vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$

Conclusion

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×45 cm².

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

II.2. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.2.1. Plancher corps creux

II.2.1.1. Plancher terrasse

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

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,12	2.64
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6.84**	

II.2.1.2. Plancher courant

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de plâtre	0,02	0,2
5	Lit de sable	0.03	0.54
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**5,96**	

II.2.2. Maçonnerie

II.2.2.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.2.2.2. Murs extérieurs (double-cloison)

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

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

II.2.3. Charges d'exploitation

- ✓ Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²
- ✓ Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.3. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.3.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux présentés sur (Tableau II.6)

Tableau II.6.Pré dimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	7 et 6 et 5 eme	4 et 3 et 2 éme	1er et RDC
Dimension (b*h)	30×30	35×35	40×40

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

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

Tableau II.7.Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	Min (b1, h1) ≥25cm	Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$
7 et 6 et 5 eme	30×30	15.3	**Condition vérifié**		
4 et 3 et 2 éme	35×35	15.3			
1er et RDC	40×40	15.3			

II.3.2. Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- ✓ Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

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

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

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0.7 l_0,\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.3.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

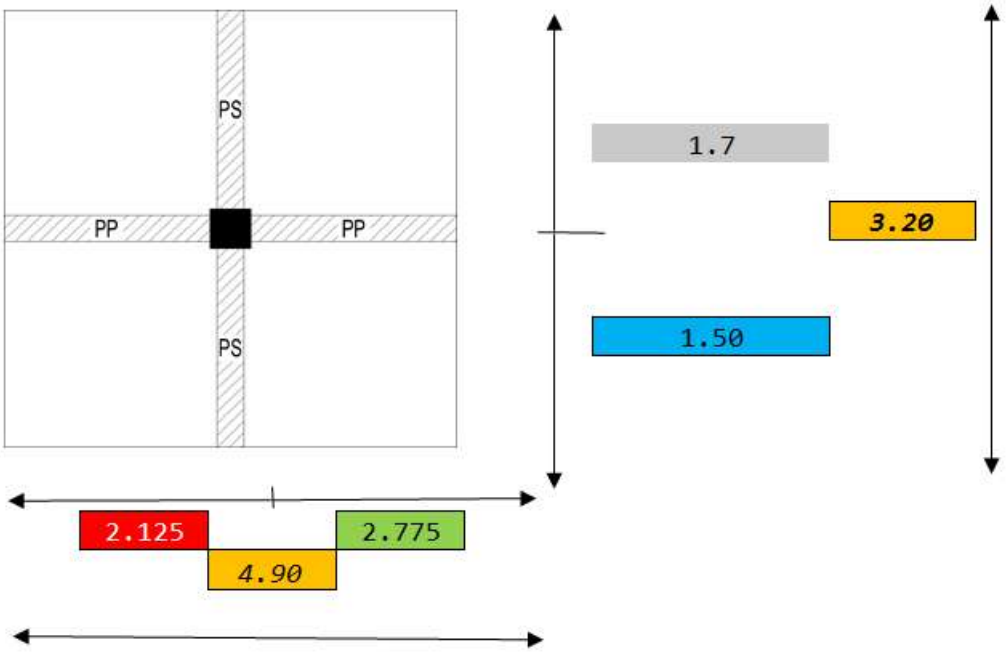


Figure II.2.Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.3.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.
- $S_{plancher} = S_{tot} - (S_{poteau} + S_{pp} + S_{ps})$

$$\Rightarrow S_{plancher} = 13.34 m^2$$

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

$S_{tot} = 4.9 \times 3.2 \Rightarrow S_{tot} = 15.68\ m^2$

II.3.2.3. Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher $\times S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 kn/m^3.

Tableau II.8.les charges permanents.

étage	G pot	G pp	G ps	g pln	S pln	G pln
t	6.89	15.53	7.61	6.40	13.34	85.38
6	6.89	15.53	7.61	5.96	13.34	79.51
5	6.89	15.53	7.61		13.34	79.51
4	9.37	15.36	7.48		13.34	79.49
3	9.37	15.36	7.48		13.34	79.49
2	9.37	15.36	7.48		13.34	79.49
1	12.24	15.19	7.35		13.33	79.45
RDC	12.24	15.19	7.35		13.33	79.45

étage	G étage	G cumulé
t	115.40	115.40
6	109.53	224.93
5	109.53	334.46
4	111.70	446.16
3	111.70	557.86
2	111.70	669.56
1	114.22	783.78
RDC	114.22	898.01

II.3.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

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

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ [3]

- Pour la 7 ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 6 ème étage: $Q_0 + Q_1$

- Pour le 5 ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 4 eme étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

- Pour le3 eme : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour le 2 eme : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Pour le 1 eme : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
- Pour le RDC : $Q_0+0.714\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Tableau II.9.les sur charges d'exploitation.

	étage	Q pln	S tot	Q étage	Coef.	Q cumlé
Q0	t	1	15.680	15.680	1	15.68
Q1	6	1.5	15.680	23.520	1	39.20
Q2	5	1.5	15.680	23.520	0.95	60.37
Q3	4	1.5	15.680	23.520	0.9	79.18
Q4	3	1.5	15.680	23.520	0.85	95.65
Q5	2	1.5	15.680	23.520	0.8	109.76
Q6	1	1.5	15.680	23.520	0.75	121.52
Q7	RDC	1.5	15.680	23.520	0.71	132.57

II.3.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.11suivant :

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

étage	b (m)	h (m)	B (cm²)	Br (m²)	L (m)	Lf (m)	I (m²)	i (m)	Λ	α	As (m²)	N adm
T	0.3	0.3	0.0900	0.0784	3.06	2.16	0.0007	0.087	24.98	0.771	0.000090	1144.082
6	0.3	0.3	0.0900	0.0784	3.06	2.16	0.0007	0.087	24.98	0.771	0.000090	1144.082
5	0.3	0.3	0.0900	0.0784	3.06	2.16	0.0007	0.087	24.98	0.771	0.000090	1144.082
4	0.35	0.35	0.1225	0.1089	3.06	2.16	0.0013	0.101	21.42	0.791	0.000123	1628.450
3	0.35	0.35	0.1225	0.1089	3.06	2.16	0.0013	0.101	21.42	0.791	0.000123	1628.450
2	0.35	0.35	0.1225	0.1089	3.06	2.16	0.0013	0.101	21.42	0.791	0.000123	1628.450
1	0.4	0.4	0.1600	0.1444	3.06	2.16	0.0021	0.115	18.74	0.804	0.000160	2194.463
RDC	0.4	0.4	0.1600	0.1444	3.06	2.16	0.0021	0.115	18.74	0.804	0.000160	2194.463

II.3.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime})doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive. On vérifie la capacité portante dans le Tableau. II.12 :

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

Tableau II.11.Vérifications du $1,1N_{ultime}$etN_U.

étage	Gcum	Qcum	Nu
t	115.40	15.68	179.31
6	224.93	39.20	362.45
5	334.46	60.37	542.07
4	446.16	79.18	721.09
3	557.86	95.65	896.58
2	669.56	109.76	1068.54
1	783.78	121.52	1240.38
RDC	898.01	132.57	1411.17

étage	1.1*Nu	Nadm	Vérif
t	197.24	1144.08	Cv
6	398.70	1144.08	Cv
5	596.27	1144.08	Cv
4	793.20	1628.45	Cv
3	986.24	1628.45	Cv
2	1175.40	1628.45	Cv
1	1364.42	2194.46	Cv
RDC	1552.29	2194.46	Cv

II.3.2.7. Vérification aux zones nodales (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage), on vérifier (Tableau II.12) :

Tableau II.12.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

étage	dimensions		*1	*2	*3	bmax	dimensions		d	*4	*5
T	0.30	0.30	cv	cv	cv	0.30	0.30	0.30	0.00	cv	cv
6	0.30	0.30	cv	cv	cv	0.30	0.30	0.30	0.00	cv	cv
5	0.30	0.30	cv	cv	cv	0.30	0.30	0.30	0.00	cv	cv
4	0.35	0.35	cv	cv	cv	0.30	0.35	0.35	0.05	cv	cv
3	0.35	0.35	cv	cv	cv	0.30	0.35	0.35	0.05	cv	cv
2	0.35	0.35	cv	cv	cv	0.30	0.35	0.35	0.05	cv	cv
1	0.40	0.40	cv	cv	cv	0.30	0.40	0.40	0.10	cv	cv
RDC	0.40	0.40	cv	cv	cv	0.30	0.40	0.40	0.10	cv	cv

*1: min(b1,h1)>=30cm

*3: 0.25<=b1/h1<=4

*4: bmax<=1.5h1+b1

*5: d<=max(b1/2,h1/2)

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.4:

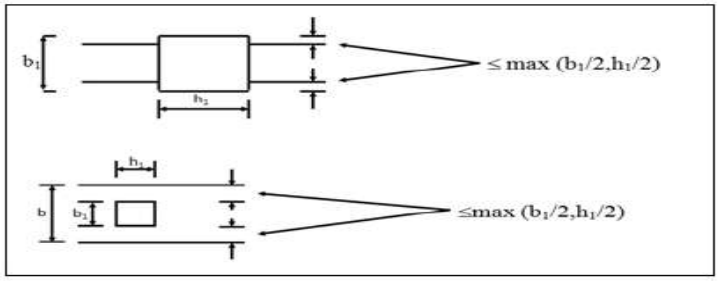


Figure II.3.Dimensions à respecter par les poutres.

II.3.2.8. Conclusion

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux (efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 version 2003).

II.4. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA99/version2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1.Un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où 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.

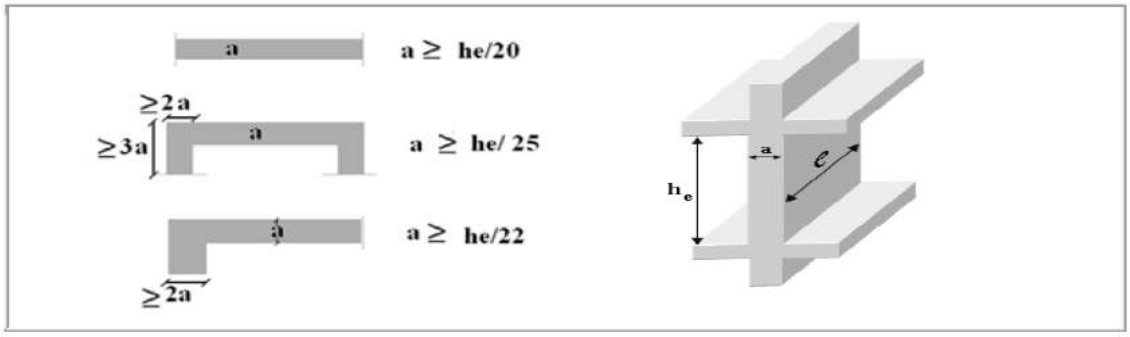
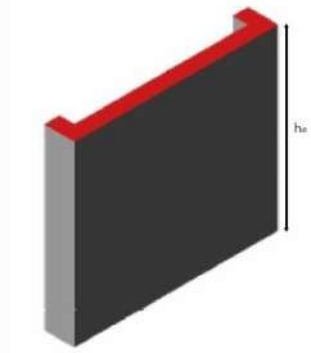
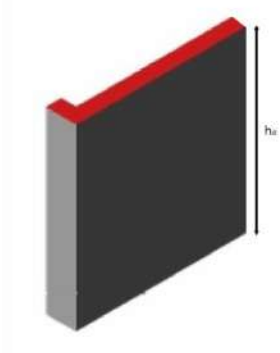
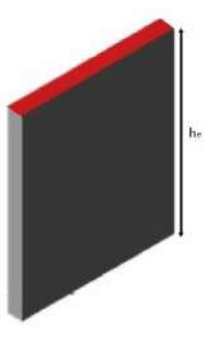


Figure II.4. Vue en plan et vue en 3D du voile.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

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

- Pour RDC + 7 Etages (h_e=3.06m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(306-30)}{22} = 12.54\text{ cm}\right]$$

II.4.1. Conclusion

On peut adopter que le voile d'une épaisseur de 15 cm pour tous les étages

Chapitre III :
Calcul
des éléments secondaires

III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

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

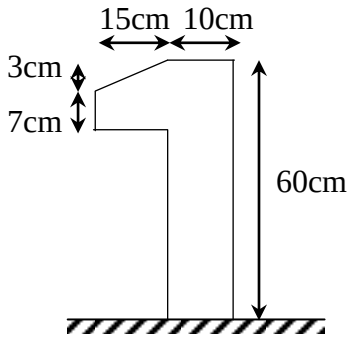


Figure III.1.1.Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges :

Tableau III.11.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.1.3. Détermination des efforts :

Tableau 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

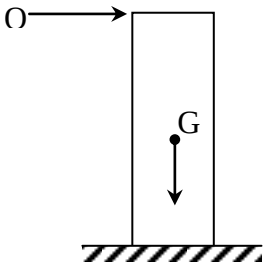


Figure III.1.2.Schéma statique de l'acrotère.

.

III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) :

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

III.1.4.1. Données :

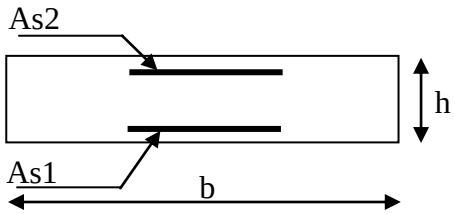


Figure III.1.3.Section de calcul.

Tableau 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	

III.1.4.2. Armatures :

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

Tableau 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.1.5. Espacement :

Tableau 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.1.6. 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 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.1.7. Schéma de ferraillage :

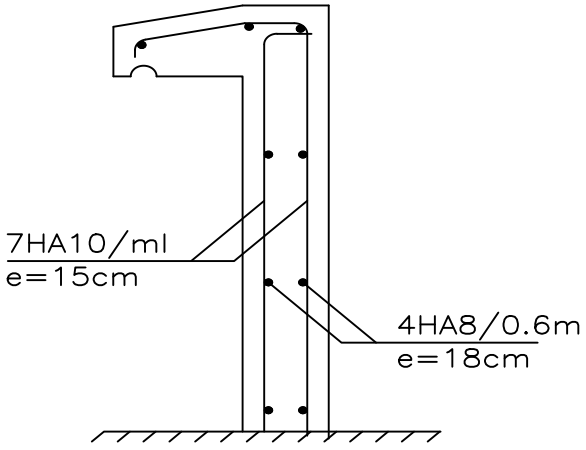


Figure III.1.4.Ferraillage de l'acrotère.

III.2. ESCALIERS :

III.2.1. Introduction :

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

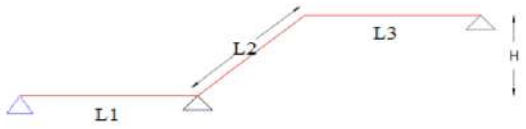
Tableau 7.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1. L_3(cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	145	180	119
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			29.54°	

III.2.2. Pré dimensionnement :

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

longueur totale (cm)	L = 497
pré dimensionnement	L/35 ≤ e ≤ L/30
épaisseur (cm)	14,2≤ e ≤ 16.57 on prend : **e = 17 cm**



III.2.3. Evaluation des charges:

III.2.3.1. Paillasse :

Tableau 9.Evaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,4
mortier de ciment	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
paillasse	e/cosα=0,195	25	4.88
marches	h/2=0,85	25	2,13
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**8.71**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.3.2. Palier :

Tableau 10.Evaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,4
mortier de ciment	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
palier	0,17	25	4.25
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**5.95**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

Tableau 11.Combinaisons des charges.

	Palier	Paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	11.78	15.5
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	8.45	11.21

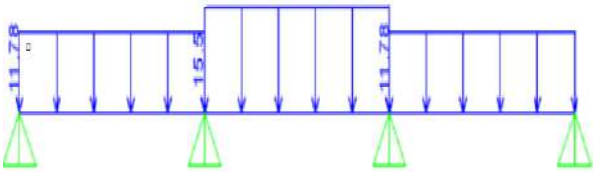


Figure III.2.1.Distibution des charges à l'ELU

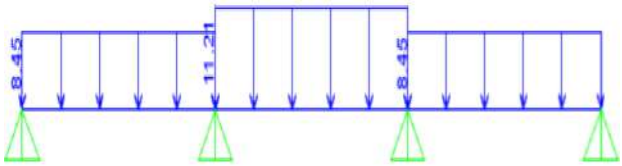


Figure III.2.2.Distibution des charges à l'ELS.

III.2.4. Détermination des efforts :

Tableau 12.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	40.18
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 34.153
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 20.09
T (kN)	31.71
ELS	
M_0 (kN.m)	28.9
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 24.57
M_a (kN.m)	0,5 x M_0 = 14.57

III.2.5. Ferraillage (à l'ELU) :

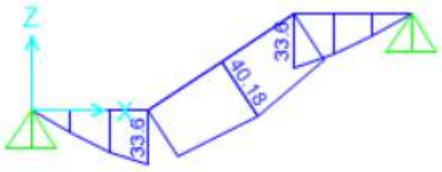


Figure III.2.3.Diagramme retenu des moments à l'ELU

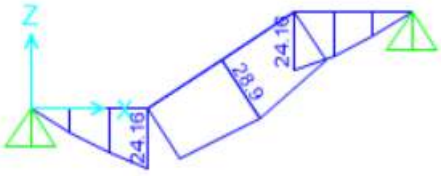


Figure III.2.4.Diagramme retenu des moments à l'ELS

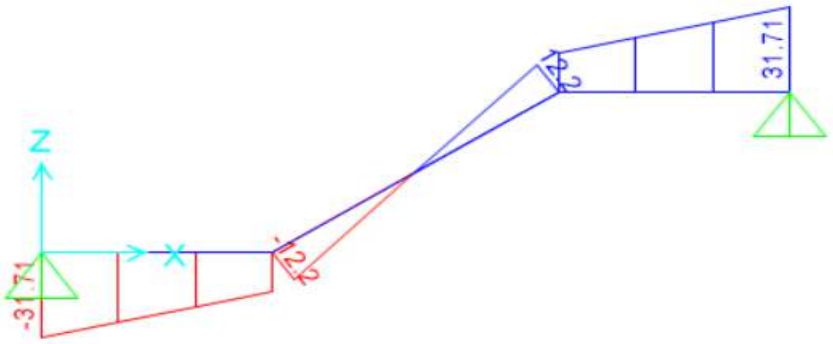


Figure III.2.5.Diagramme retenu d'effort tranchant a l'ELU

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

III.2.5.1. Données :

Tableau 13.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	17	f_e (MPa)	400
B=bxh=1700cm²			

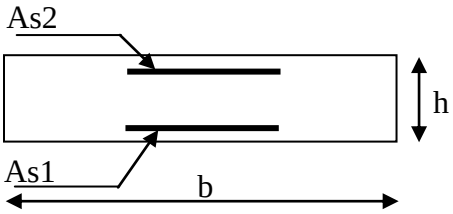


Figure III.2.6.Section de calcul.

III.2.5.2. Armatures :

III.2.5.2.1. Principales :

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B \times f_{t28}/f_e = 10,5$ cm²/ml.

Tableau 14.Armatures principales.

	Travée		Appui	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)
calculée	7.21	0,00	0,00	4.13
choisie	**7HA14=10.78**	**0,00**	**0.00**	

III.2.5.2.2. De répartition :

Tableau 15.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$	$A_{rép2}$
calculée	$A_{s1}/4=2.7$	$A_{s1}/4=2.7$
choisie	**5HA10=3.92**	**5HA10=3.92**

III.2.6. Espacement :

Tableau 16.Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/7=14,28	(135-2x2,5)/(5-1)=21,67
choisi	**15**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.7. Vérifications :

III.2.7.1. 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 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	**7.14**	15	**0,21**	1,17
appui	**4.20**	15		

III.2.7.2. De la flèche :

Flèche admissible :$f_{adm} = 0{,}5 + L/1000$.

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

L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
4.97	24.57	10.78	0,00	**8.3**	9.9

III.2.8. Schéma de ferraillage :

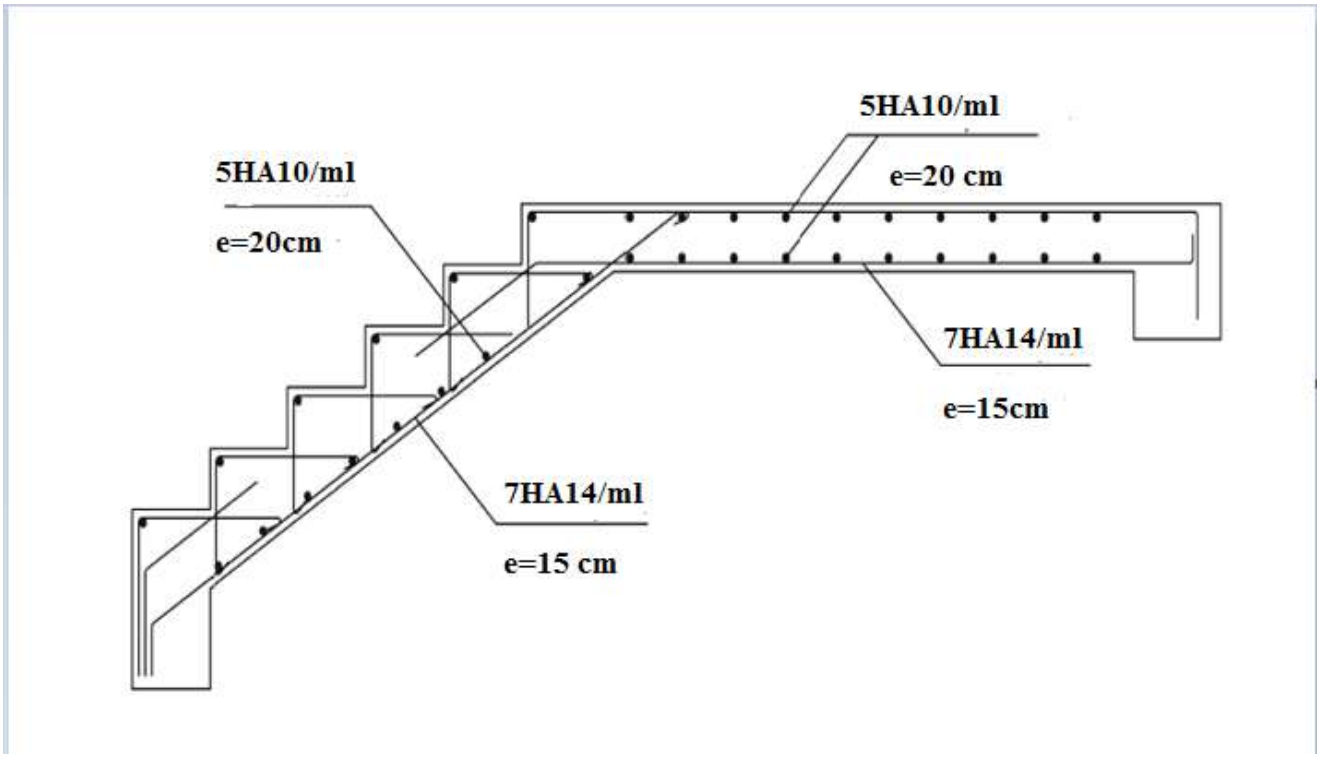


Figure.III.2.7 Ferraillage de l'escalier

III.3. CONSOL :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.1. Pré dimensionnement :

Elle se pré dimensionné selon les deux formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad ,0{,}3\,h \leq b \leq 0{,}7$$

Tableau III.1 : *Pré dimensionnement de consol.*

	Consol
Conditions de résistance	L= 130cm⇒ 8.6cm ≤ h ≤ 13 cm. On adopte : **h = 30cm** ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21cm. On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm ; h = 30cm ≥ 30cm ; h/b = 1≤ 4,0 **Conditions vérifiées**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}230 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

III.3.2. Evaluation des charges :

*G $_{poidspropre}$(kN)=b*h*25*1.25 ;F=(R+Gpp)/l*

M= $\frac{Fl^2}{2}$,

Tableau 19 : *Calcul des efforts de consol.*

R*u *(kN)	***R*ser *(kN)***	***G $_{poidspropre}$(kN)***	
31.71	22.79	0,3×0,3×1.25×25 = 2.81	
Charge (kN/ml)		***M_u(kN.m)***	***M_s(kN.m)***
F_u	28.41	-22.21	/
F_{ser}	20.48	/	-16

III.3.3. Calcul de ferraillage L'ELU :

Tableau 20 : *Calcul de ferraillage de consol .*

	M $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
ELU	-22.21	0.00	2.41	3HA12 = 3.39cm²	3HA12 = 3.39cm²

III.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 21 : *Vérification des contraintes à l'ELS.*

$M_{ser}(kN.m)$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	*Vérifiée*	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	*Vérifiée*
-16.00	4.49	15	Oui	188.31	44.16	201,63	Oui

III.3.5. Vérificationdes contraintes de cisaillement à L'ELU :

Tableau III.22 : *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.*

Poutres et sollicitations à l'ELU		***Vérification***			***Espacements et armatures***			
Section	***T(kN)***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$	**ZN**	**ZC**	∅	A_t
30x30	35.51	0,43	2,50	Vérifiée	10	15	8	4HA8 = 2,01cm²

III.3.6. Vérification de la flèche à L'ELS :.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

Tableau III.2 : *Vérification Les Conditions De La Flèche.*

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$0.24 > 0.0625$	***Vérifiée***
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$0.125 \geq 0.00$	***Vérifiée***
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	$0.004 \leq 0.010$	***Vérifiée***

III.4. PLANCHERS (POUTRELLES) :

III.4.1. Introduction :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

$$\begin{cases}\text{Avant le coulage de la dalle de compression}\\ \text{Après le coulage de la dalle de compression}\end{cases}$$

III.4.2. Dimensions :

Tableau III.4.Dimensions de poutrelles.

plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
habitation (16+4)	60	4	12	4	8	12

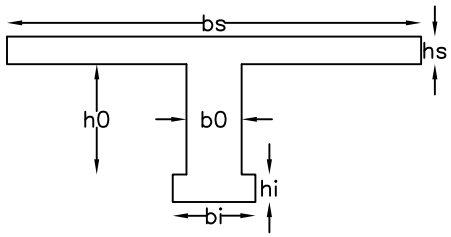


Figure III.4.1.Poutrelle après coulage.

III.4.3. Calcul :

III.4.3.1. 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 :

$$Q = \max\begin{cases}1\text{ kN}\\ 500\text{ N/m}\end{cases}$$ (elle est localisée au milieu de la travée).

III.4.3.1.1. Evaluation des charges:

Tableau 24..Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0{,}12$
G_{cc} (kN/ml)	0,60
G(kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,72**

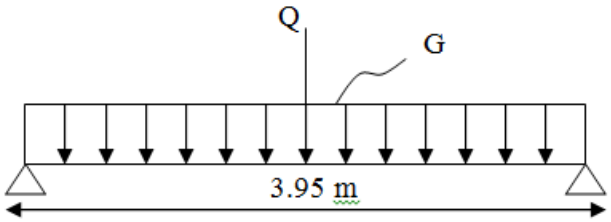


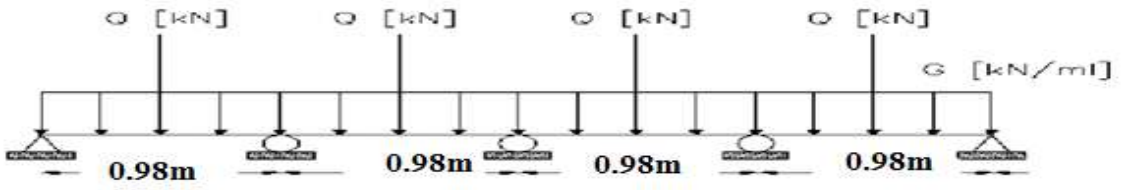
Figure III.4.2.Distribution des charges

Calcul des étaiements :

$$\begin{cases} f=\dfrac{5GL^4}{384EI}+\dfrac{QL^3}{48EI}\\ f_{adm}=\dfrac{L}{500}\end{cases}$$

Tableau 25.Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	f (mm)	f_{adm}(mm)	vérification
1	1975	**1**	20.81	3.95	Non
2	1317	**1**	4.12	2.64	Non
3	987	**1**	1.3	1.97	Oui



Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **0.98 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.3.2. Après coulage :

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

- ✓ Poutrelle à 6 travées ;
- ✓ Poutrelle à 3travées.

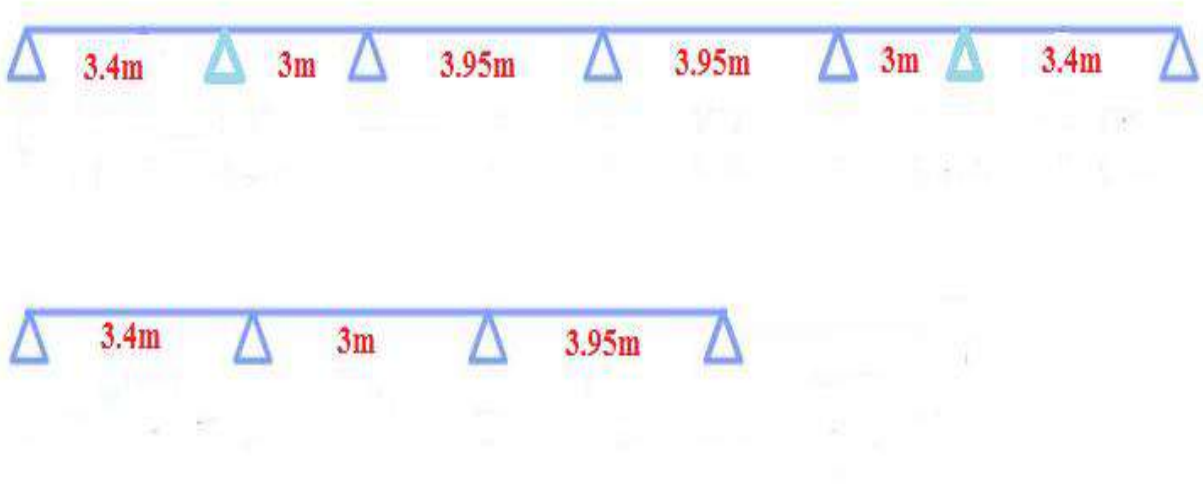


Figure III.3.4 : Types des poutrelles

III.4.3.2.1. Evaluation des charges:

Tableau 26..charge, surcharges et la combinaison des charges.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	g=0.6G (kN/m)	q=0.6Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Terrasse	**6.84**	**1**	**4.10**	**0.6**	**6.43**	**4.7**
RDC + les étages courants	**5.96**	**1,5**	**3.57**	**0.9**	**6.16**	**4.47**

III.4.3.2.2. Calcule des sollicitations a l'ELU :

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures **SAP2000** : G=0.72KN/ml ,Q_{terase}=1KN/m^2 ,Q_{etage}=1.5KN/m^2

La charge maximale (G, Q) est dans le plancher Terrasse donc on étude les poutrelles de cette plancher.

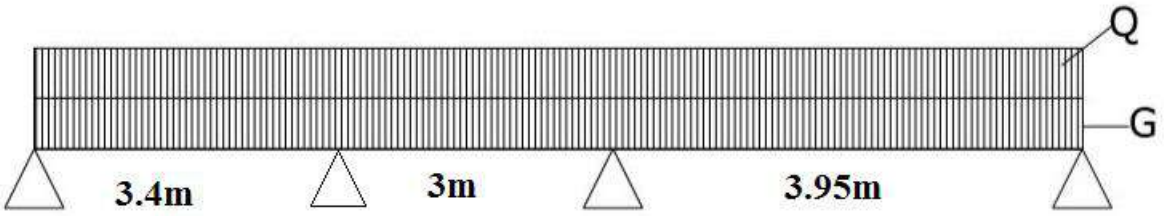


Figure III.3.5: Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées.

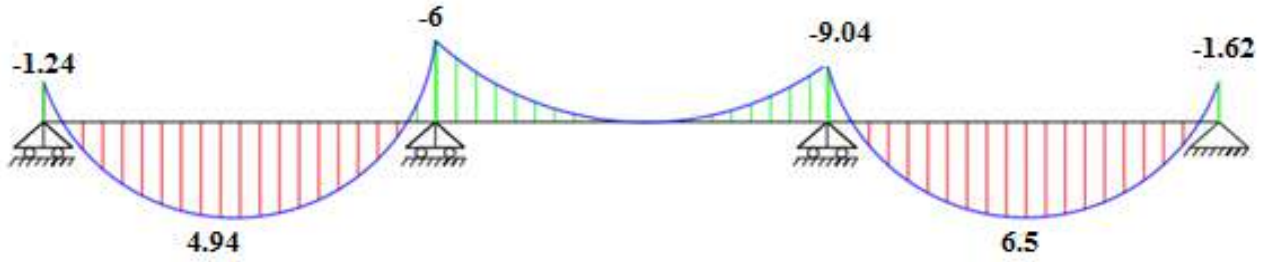


Figure III.3.6: Diagramme des moments à l'ELU.

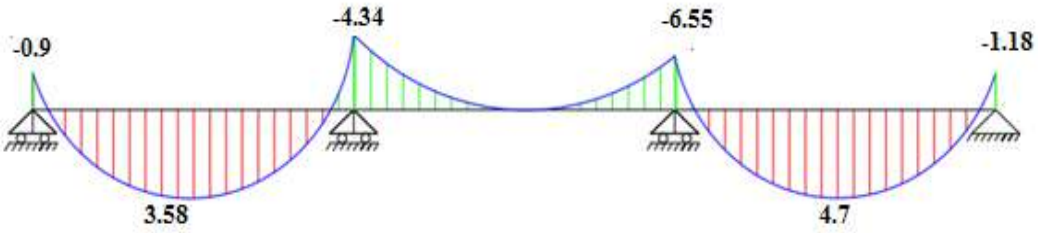


Figure III.3.7: Diagramme des moments à l'ELS.

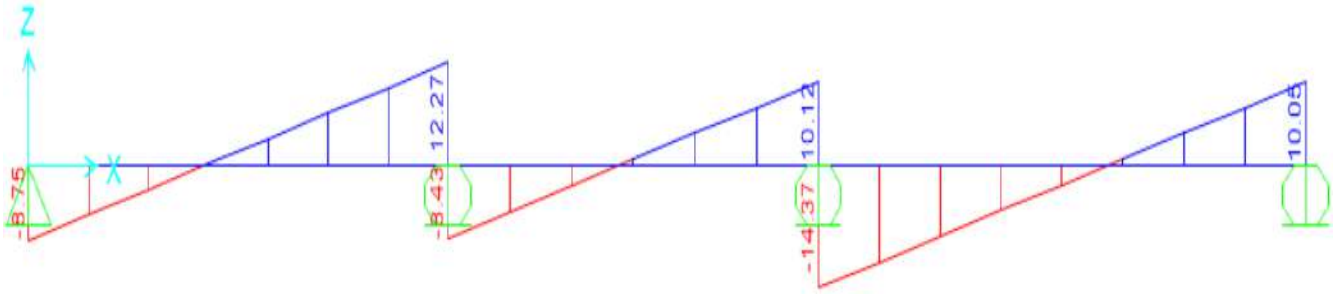


Figure III.3.8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

Tableau 27..Détermination des efforts.

	E.L.U	**E.L.S**
Mt $_{max}$ (KN.m)	6.5	4.7
Ma $_{max}$ (KN.m)	-9.04	-6.55
T $_{max}$ (KN)	-14.37	/

III.4.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) :

a) Données :

$$\begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ c = 2\ cm \\ c' = 4\ cm \end{cases}$$

b) Armatures :

Tableau 28.Armatures longitudinales (terrasse + étage courant).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	Calculée	0.84	0,00
	Choisie	**2HA10=1.56**	**1HA10=0,79**
appui	Calculée	0,00	1.47
	Choisie	**2HA10=1.56**	**1HA10+1chpHA12=1.92**

Tableau III.29.Armatures transversal

	A_t (cm²)	S_t (cm)
Choisie	**2HA6=0,56**	**20**
Minimal	$0,4xbxS_t/f_e$=0,13	

.

III.4.3.2.4. 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 30.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)
terrasse + étage courant	travée	**2.76**	15	**0.99**	3,33
	appui	**9.37**	15		

b) De la flèche :

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

Tableau 31.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	3.95	4.7	1.56	0,79	**3.6**	7.2

Dalle de compression : [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\ \text{cm} : \text{pour les armatures perpendiculaires aux nervures } (A_{\perp}). \\ 33\ \text{cm} : \text{pour les armatures parallèles aux nervures } (A_{/\!/}). \end{cases}$$

La section minimale des armatures doit être :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq 4L/f_e \\ A_{/\!/} \geq A_{\perp}/2 \end{cases} \text{ pour } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{l'écartement des axes des nervures} = 60\ \text{cm}. \\ f_e : \text{la limite d'élasticité de treillis soudé} = 520\ \text{MPa}. \end{cases}$

Tableau 32.Armatures de la dalle de compression.

	$A_{\perp}$ (cm²/ml)	$A_{/\!/}$ (cm²/ml)
calculé	≥0,46	≥0,23
choisi	**7Φ4=0,88**	**7Φ4=0.88**
on adoptera un treillis soudé de : **(15x15)** cm²		

III.4.4. Schéma de ferraillage :

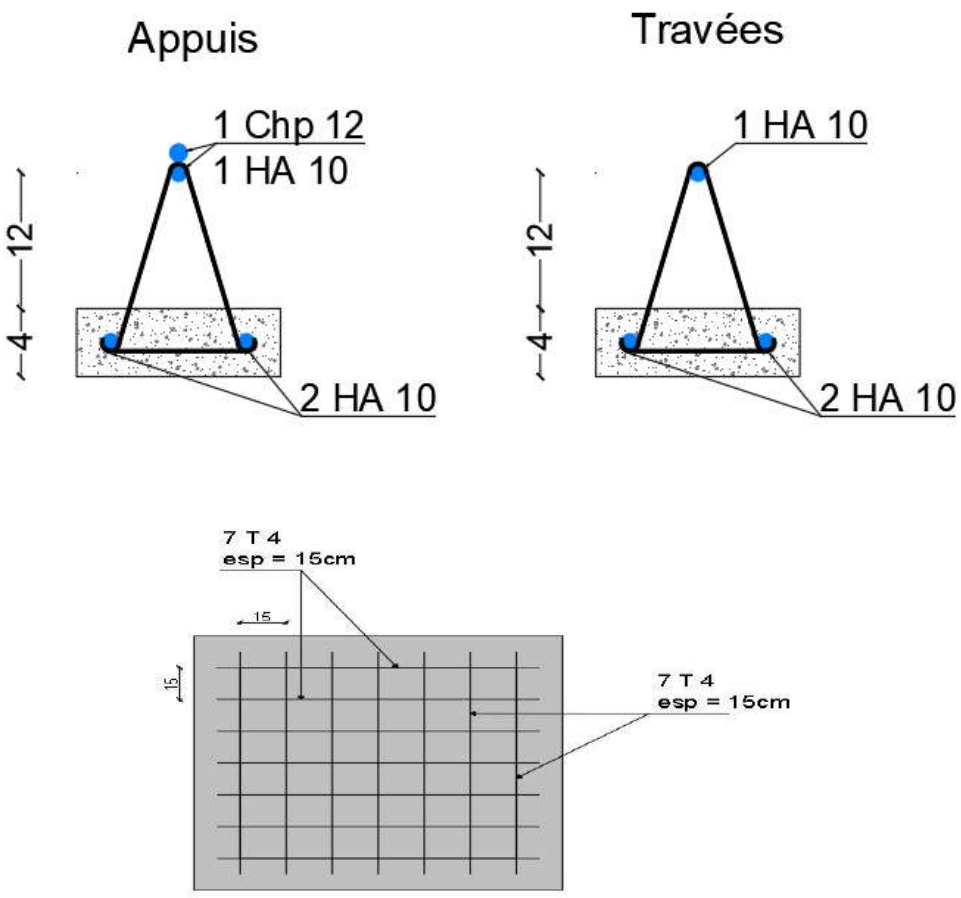


Figure III.1.10:Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.5. PLANCHERS (DALLE PLEINE) :

III.5.1. Introduction :

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul 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 5) pour la détermination des moments.

III.5.2. Dalle reposant sur trois appuis :

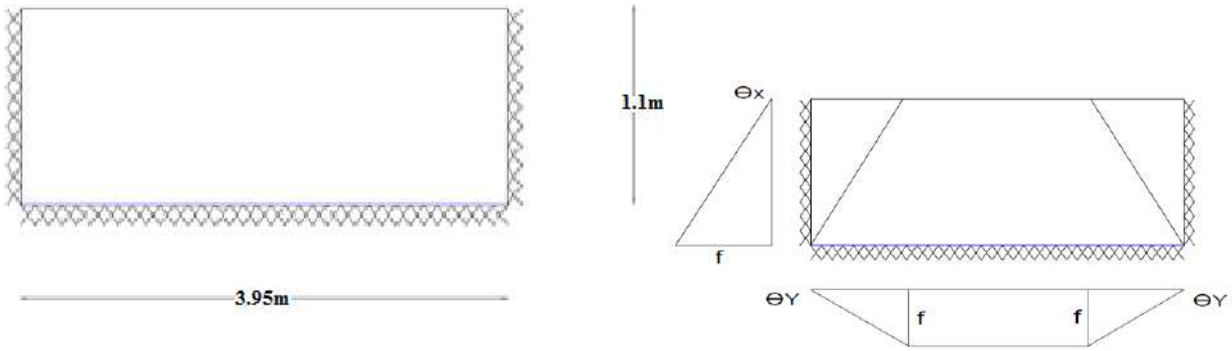


Figure III.4.1 Schéma statique de la dalle.

Tableau Error! No text of specified style in document**..33**:Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_s(kN/m^2)$	$M_u = 0{,}209\ P_u$	$M_s = 0.209\ P_s$
6.91	3,5	14.58	10.41	3.05	2.18

III.5.2.1. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et de 15 cm d'épaisseur, avec une fissuration préjudiciable**.**

Tableau Error! No text of specified style in document**..34**:ferraillage à l'ELU.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)
travée	3.05	1.75	1.5	7HA8	**15**
appuis	1.525	1.75	1.5	7HA8	**15**

III.5.2.2. Vérification des contraints à l'E.L.S

Tableau Error! No text of specified style in document**..35**:Vérification des contraintes à l'ELS.

contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	vérification	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	vérification
travée	2.18	0.53	15	Oui	5.31	5.31	201,63	oui
appuis	1.09	0.27	15	Oui	2.66	2.66	201,63	oui

III.5.2.3. Vérification d'effort tranchant à ELU

La dalle travaille suivant une seule direction (car : (L_x/L_y) =0,19 < 0,4)

Tableau Error! No text of specified style in document.**.7**:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.

h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
15	100	*3.13*	0,04	1,17	OUI

III.5.2.4. Flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$

Tableau 37.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3.95	2.18	3,52	3,52	**0.4**	7.9

III.5.3. Dalle machine :

III.5.3.1. 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.5.3.2. Prédimensionnement de la dalle :

On a deux condition 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}= 1,4 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors :

$$\frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \quad \Longrightarrow \quad 2.89 \leq e \leq 3.25$$

- **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.5.3.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

On a deux types d'ascenseurs on étudie la dalle de monte malade qui supporte deux machine.

- **Charges permanentes :**

Tableau III.38: 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 = $\frac{\Sigma \text{ Pi}}{S} = \frac{17300}{3,51}$ = 4928,77kg/m² = 49,28kN/m².

Poids propre de la dalle = 0,25x25 = 6,25 kN/m².

G = 49,28 +6,25 **= 55,53 kN/m².**

- **Charges exploitations :**

Q = 650 kg /m² = 6,5 kN/m²

Q = 1.85 KN

Tableau III.3 : Détermination des charges.

G(kN/m²)	Q(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_{ser}(kN/m²)
55,53	6,5	84,71	62,03

III.5.3.4. 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.

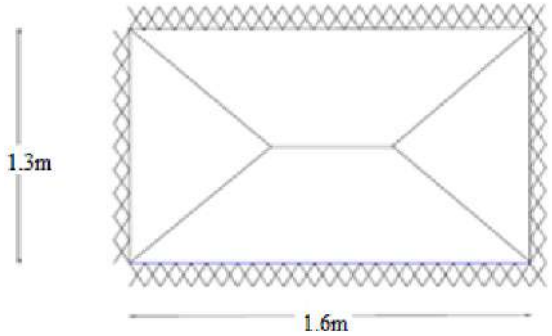


Figure III.5.1 : Les encastrements et les dimensions de la dalle machine**.**

Tableau III.40 : Sollicitations de la dalle machine**.**

Cas	M (kN.m)		Mt (kN.m)	Max (kN.m)	May (kN.m)
ELU	0,213 x Pu	18,04	18,04	9,025	18,04

Avec : $M_{Travée} = M$,M $M_{Appui} = 0{,}5\ M$; M.

III.5.3.5. Calcul de ferraillage à L'ELU :

Tableau III.41 : 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}	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$	As_1	As_2	$A's_1$	$A's_2$
100	25	18,04	18,04	2,70	0,00	0,00	2,70	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10

III.5.3.6. Vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau III.42 : Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-X**.**

M_{ser}*(kN.m)*		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	*Vérifiée*	σ_s	$\sigma_s{}'$	$\overline{\sigma_s}$	*Vérifiée*
Travée	18,84	1,54	15	Oui	19,26	19,26	201,63	Oui
Appui	-12,56	1,07		Oui	12,84	12,84		Oui

Tableau III. 43: Vérification des contraintes à l'ELS.Sens-Y**.**

M_{ser}*(kN.m)*		σ_b	$\overline{\sigma_b}$	*Vérifiée*	σ_s	$\sigma_s{}'$	$\overline{\sigma_s}$	*Vérifiée*
Travée	22,11	22,11	15	Oui	194,01	0,00	201,63	Oui
Appui	-12,56	1,07		Oui	12,84	12,84		Oui

III.5.3.7. Tableu 44 :Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Dalle		$T_u(kN)$		*Tmax*	*Tadm*	*Vérifiée*
b (cm)	e (cm)	Sens X	52,16	0,231	1,16	Oui
100	25	Sens Y	50,83	0,236	1,16	Oui

III.5.3.8. Vérification de la flèche à L'ELS :

$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{180} = 0{,}14 \geq \frac{M_t}{20 \times M_t} = \frac{22{,}11}{20 \times 22{,}11} = 0{,}05.$

$\frac{A_x}{b \times dx} = \frac{5{,}50}{100 \times 22{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

$\frac{Ay}{b \times dy} = \frac{5{,}5}{100 \times 21{,}5} = 0{,}002 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0{,}005.$

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

III.5.3.9. Vérification Poinçonnement :

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

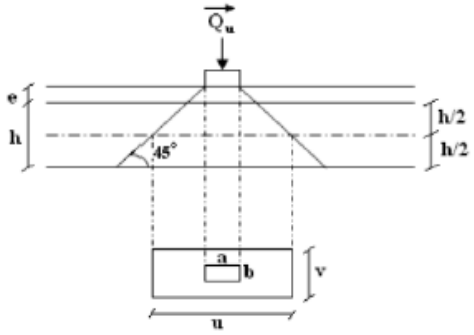
Avec: P = max [P1…..P9] = P1 = 8400 kg = 84 kN

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) x $\frac{25}{1,5}$ = 187,5kN

Figure III.5.2 : Vérification de poinçonnement**.**



Chapitre IV :
Etude dynamique

IV.1. Introduction

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

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

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

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

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

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

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

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

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

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

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisagedes 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 l'on peut 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 encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

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

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

E: module de 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 :

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

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

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, on supposera 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 provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte.Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à BABA HACENE ALGER , zone III (sismicité fort) 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 14 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 24,48m soit satisfaite aux 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.

- **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 calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure IV 1,IV 2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode



Figure IV.1: disposition des voiles (vue en plan).

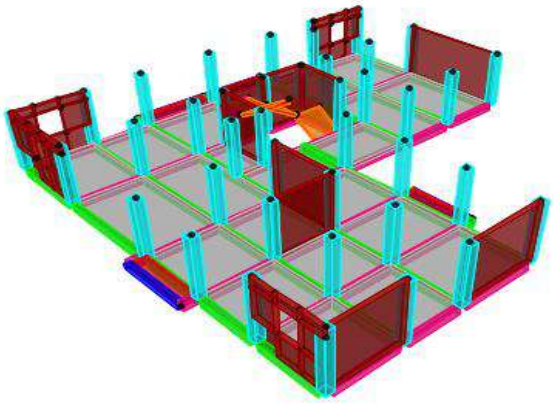


Figure IV.2:: disposition voiles en 3D .

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.

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G(m)	$\sum K_x(m^4)$	$\sum Ky(m^4)$	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.06	3.06	4512.853	8.754	11.240	74420.0	64470.0	10.129	9.793
G_ DIAPH_ 6.12	6.12	4453.470	8.751	11.247	74420.0	64470.0	9.745	10.389
F_ DIAPH_ 9.18	9.18	4397.165	8.745	11.256	74420.0	64470.0	9.543	10.661
E_ DIAPH_ 12.24	12.24	4344.033	8.743	11.263	74420.0	64470.0	9.409	10.824
D_ DIAPH_ 15.30	15.30	4293.631	8.737	11.272	74420.0	64470.0	9.313	10.932
C_ DIAPH_ 18.36	18.36	4293.631	8.737	11.272	74420.0	64470.0	9.236	11.012
B_ DIAPH_ 21.42	21.42	4278.099	8.728	11.272	74420.0	64470.0	9.172	11.077
A_ DIAPH_ 24.48	24.48	3260.329	8.672	11.329	74420.0	64470.0	9.115	11.137

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction 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 = 20.7 m

Largeur du bâtiment =19.75 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 5.49 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 3.69 m

Tableau IV.2:Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3.06	1.375	3.11	Oui	1.447	2.96	Oui
6.12	0.994	3.11	Oui	0.858	2.96	Oui
9.18	0.798	3.11	Oui	0.595	2.96	Oui
12.24	0.666	3.11	Oui	0.439	2.96	Oui
15.30	0.576	3.11	Oui	0.340	2.96	Oui
18.36	0.499	3.11	Oui	0.260	2.96	Oui
21.42	0.444	3.11	Oui	0.195	2.96	Oui
24.48	0.443	3.11	Oui	0.192	2.96	Oui

Tant qu'il y a deux niveaux qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m), 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 on a :

(Zone IIa, groupe d'usage 2)⇒A=0,15

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :**R = 3.5 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).**

Suivant l'axe (X) :

Tableau IV.3 :Justification du coefficient du comportement suivant (X).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_x /poteaux (%)	T_x /voiles (%)
3.06	74.667	25.333	0,00	100,00
6.12	76.166	23.834	0,00	100,00
9.18	76.690	23.310	0,00	100,00
12.24	77.152	22.848	0,00	100,00
15.30	79.310	20.690	0,00	100,00
18.36	78.258	21.742	0,00	100,00
21.42	80.369	19.631	0,00	100,00
24.48	83.562	16.438	0,00	100,00

Suivant l'axe (Y) :

Tableau IV.4:Justification du coefficient du comportement suivant (Y).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_y /poteaux (%)	T_y /voiles (%)
3.06	74.756	25.244	0,00	100,00
6.12	74.017	25.983	0,00	100,00
9.18	73.893	26.107	0,00	100,00
12.24	74.162	25.838	0,00	100,00
15.30	76.376	23.624	0,00	100,00
18.36	76.750	23.250	0,00	100,00
21.42	78.791	21.209	0,00	100,00
24.48	79.156	20.844	0,00	100,00

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

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

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

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	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	Oui	0	Oui	0
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	0,05	Non	0,05
Totale	0,1		0,1	
Q	1,2		1,2	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

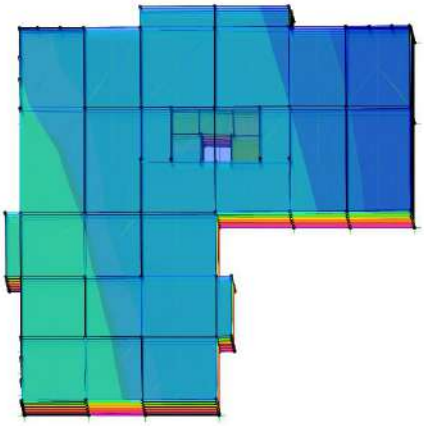
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1. Analyse modale

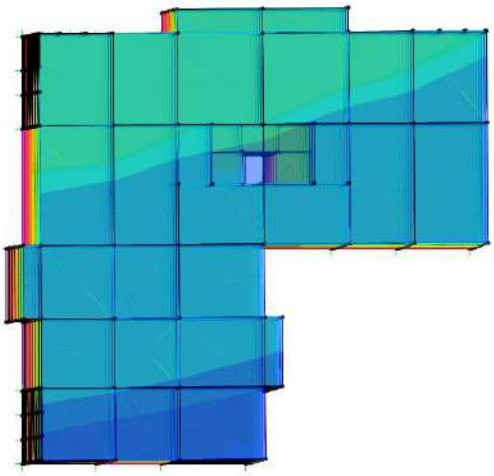
IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes.

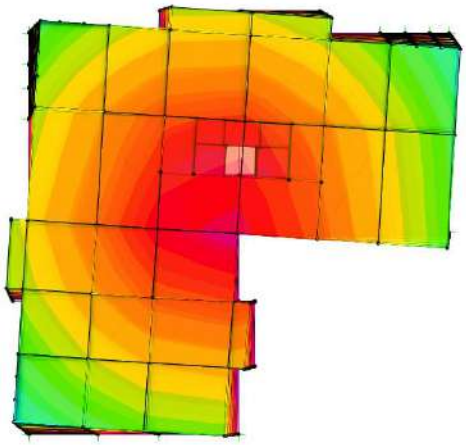
Modes	1	2	3
Période (s)	0.493	0.44	0.341
Participation massique suivant X	4.422%	61.944%	0.138%
Participation massique suivant Y	67.624%	66.24%	0.346%
Participation massique suivant Z	67.842%	66.581%	66.547%
Comportement	Translationsuivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z



a) Mode 1 (translation suivant Y)



b)Mode2(translation suivant X)



c) Mode 3 (rotation auteur 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.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.493	0,839	4.422	61.944	0.138
2	0.44	1,536	67.624	66.24	0.346
3	0.341	2,086	67.842	66.581	66.547
4	0.115	2,295	71.122	84.24	66.547
5	0.109	2,457	88.317	87.645	66.654
6	0.099	2,588	88.321	87.663	66.655
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
56	0.038	11.67	94.8	94.488	94.628

- **Commentaire**

La structure a éte dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 56mode avec un temps égale à « T=11,67 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 sismique 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 :

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

Avec :

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

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{36{,}6}} = 0.484 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{24{,}6}} = 0.496$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

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.

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

$$\Rightarrow W = 37180\,,482\ \text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau 8.7Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	**W(kN)**	$\mathbf{V_x}$**(kN)**	$\mathbf{V_y}$**(kN)**
0 ,25	2,205	2,205	1,2	1,2	3.5	33833.212	6394.477	6394.477

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.22.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 5561.234\ kN \quad , \quad V_{ty} = 5475.667 kN$$

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

	V(kN)	$\mathbf{V_t}$**(kN)**	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \ge \mathbf{0,8}$
Sens X	6394.477	5561.234	0,870	CV
Sens Y	6394.477	5475.667	0,856	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.La structure est stable au renversement si :

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

Tableau 10 :Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	115937,2246	M_{ry} (kN.m)	114819,3931
M_{sx} (kN.m)	1040266,897	M_{sy} (kN.m)	1546406,84
M_{sx} / M_{rx}	**8,97> 1,5**	M_{sy} / M_{ry}	**13,46> 1,5**

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement.

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 relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

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

h_e : La hauteur d'étage

Suivant l'axe (X) :

- **Tableau 11** :Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δx(cm)	R.δx(cm)	ΔX(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 24.48	24.48	1.758	6.153	0.938	3.06	Ok	2,99	3,5
B_ DIAPH_ 21.42	21.42	1.49	5.215	0.969	3.06	Ok	3,03	3,5
C_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.213	4.246	0.973	3.06	Ok	3,08	3,5
D_ DIAPH_ 15.30	15.3	0.935	3.273	0.935	3.06	Ok	3,05	3,5
E_ DIAPH_ 12.24	12.24	0.668	2.338	0.854	3.06	Ok	2,93	3,5
F_ DIAPH_ 9.18	9.18	0.424	1.484	0.714	3.06	Ok	2,67	3,5
G_ DIAPH_ 6.12	6.12	0.22	0.77	0.504	3.06	Ok	2,28	3,5
H_ DIAPH_ 3.06	3.06	0.076	0.266	0.266	3.06	Ok	1,7	3,5

Suivant l'axe (Y) :

- **Tableau 12** ;Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δy(cm)	R.δy(cm)	ΔY(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 24.48	24.48	2.187	7.655	1.222	3.06	Ok	2.8	3,5
B_ DIAPH_ 21.42	21.42	1.838	6.433	1.242	3.06	Ok	2.84	3,5
C_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.483	5.191	1.225	3.06	Ok	2.8	3,5
D_ DIAPH_ 15.30	15.3	1.133	3.966	1.166	3.06	Ok	2.67	3,5
E_ DIAPH_ 12.24	12.24	0.8	2.8	1.043	3.06	Ok	2.39	3,5
F_ DIAPH_ 9.18	9.18	0.502	1.757	0.861	3.06	Ok	1.97	3,5
G_ DIAPH_ 6.12	6.12	0.256	0.896	0.609	3.06	Ok	1.39	3,5
H_ DIAPH_ 3.06	3.06	0.082	0.287	0.287	3.06	Ok	0.66	3,5

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacementadmissibledans les deuxdirections.

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 13 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveu (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
24.48	3260.33	0.94	1.22	985.09	969.94	306	0.01	0.013	Vérifiée
21.42	4278.1	0.96	1.24	1131.03	1113.63	306	0.012	0.016	Vérifiée
18.36	4293.63	0.98	1.23	972.97	958	306	0.014	0.018	Vérifiée
15.3	4293.63	0.93	1.16	810.81	798.34	306	0.016	0.02	Vérifiée
12.24	4344.03	0.85	1.04	656.26	646.17	306	0.018	0.023	Vérifiée
9.18	4397.17	0.72	0.86	498.22	490.55	306	0.021	0.025	Vérifiée
6.12	4453.47	0.51	0.61	336.4	331.22	306	0.022	0.027	Vérifiée
3.06	4512.85	0.26	0.29	170.44	167.82	306	0.022	0.025	Vérifiée

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

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

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

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

Tableau 14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de Fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	148,39	G+Q+E_{dx}	Fissuration peu nuisible	1,32	3,26	CV
Poutres secondaires	30×30	36,98	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0.45	2,50	CV
Chainage	30×40	105,63	G+Q+E_{dy}	Fissuration peu nuisible	0,94	3,26	CV
Long	30×35	30,32	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,31	2,5	CV
Poutres paliers	30×30	33,08	G+Q+E_{dx}	Fissuration peu nuisible	0,4	3,26	CV

➢ **Commentaire**

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

- **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.

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

Tableau 15: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x :

Section(cm^2)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 40X40	3.06	G+Q-E_{dx}	91.32	0.609	1,88	CV
Poteau 45X45	3.06	G+Q-E_{dx}	87.21	0.456	1,88	CV
Poteau 50X50	3.06	G+Q-E_{dx}	119.78	0.504	1,88	CV

Tableau 16: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y :

Section(cm^2)	H(m)	Combinaisn	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 40X40	3.06	G+Q-E_{dy}	13.07	0.087	1,88	CV
Poteau 45X45	3.06	G+Q-E_{dy}	31.11	0.163	1,88	CV
Poteau 50X50	3.06	G+Q-E_{dy}	64.03	0.27	1,88	CV

➢ **Commentaire**

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

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

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

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

Suivant l'axe (X) :

Tableau 17 : Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (X).

type de voile	ep(cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
De contreventement	20	3.95	G+Q-E_{dy}	924.92	**1.821**	**5,00**

Suivant l'axe (Y) :

Tableau 18 :Vérification du cisaillement des voiles suivant l'axe (Y).

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
De contreventement	20	5.55	G+Q-E_{dy}	1518.38	**2.128**	**5,00**

- **Commentaire**

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

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

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

On doit vérifier que :

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

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau 19: Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	**Section(b*h)**	N_d**(kN)**	$B_c(mm^2)$	**Combinaison**	**ν**	$\nu \leq 0.3$
X	POT(50x50)	1166.39	230400	G+Q+E_{dx}	0.202	CV
Y	POT(50×50)	1685.71	230400	G+Q+E_{dy}	0.293	CV

- **Commentaire**

Les poteaux a la base sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes normale de compression(l'effort normal réduit),

Direction	Section (b*h)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(60×60)	2105,85	336400	G+Q-E_{dx}	0,25	CV
Y	POT(60×60)	2133,4	336400	G+Q-E_{dy}	0,254	CV

- **Conclusion**

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau.20: Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x40	**Voile de contreventement**		20xL
Poutres secondaires	30x35	**Poteau**	4éme,5 éme,6éme 7 éme étage	40x40
Poutre Chainage	30x30		2émé, 3éme etage	45x45
Longrines	30x30		RDC 1er étage	50x50

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1. INTRODUCTION :

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

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*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	35x45	59.51	1,35G+1.5Q	4.2	-146,64	$G+Q-E_{dx}$	11.5
Poutres secondaires	30x35	32.08	$G+Q+E_{dx}$	2.4	-64.14	$G+Q-E_{dx}$	5.24

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

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.2	11.5	3HA16=6,03	3HA16 + 4CHP16 = 14,07
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	2,4	5.21	3HA12 = 3,39	3HA12 + 2CHP12 = 5,65

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*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	40.491	-98.62	5.2	195.9	59.3	10.2	201.6	126.3	15	201,63	CV
Poutres secondaires	23.75	-27.08	4.12	2001.63	52.87	4.47	162.28	49.43	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.4.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	6.03	12.06	7.87	1.57	CV
Poutres secondaires	3.39	6.78	5.25	1.05	CV

V.2.3. Vérification de la flèche :

•Vérification de la flèche des poutres principales.

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.45}{5.25} = 0.085 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \dfrac{40.49}{10 * 132{,}92} = 0.039 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{6{,}03}{35 * 42.5} = 0.004 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

•Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0{,}35}{3.65} = 0{,}095 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0{,}075 \geq \dfrac{23.75}{10 * 49{,}1} = 0.033 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{3{,}39}{30 * 32.5} = 0{,}0034 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Les conditions sont verifiers.

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

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

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

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.5.La section d'armatures transversales.

Elément	$V_{max}(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ *(cm²)*
			$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	146.364	0.98	11.25	22.5	$4\emptyset8 = 1{,}51$
Poutres secondaires	56.565	0.58	8.75	17.5	$4\emptyset8 = 1{,}51$

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

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

Tableau V.6.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	35x45	146.364	$G + Q + E_{dx}$	0.98	3.26	CV
Poutres secondaires	30x35	56.565	$1{,}35G + 1{,}5Q$	0.58	3.33	CV

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

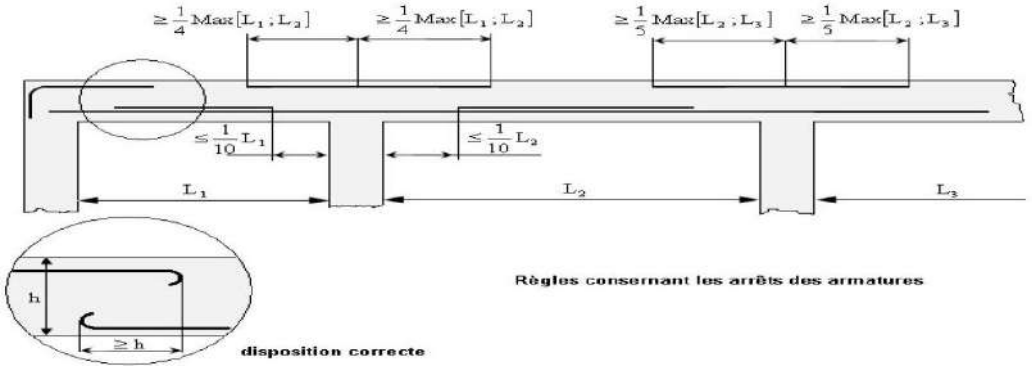


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

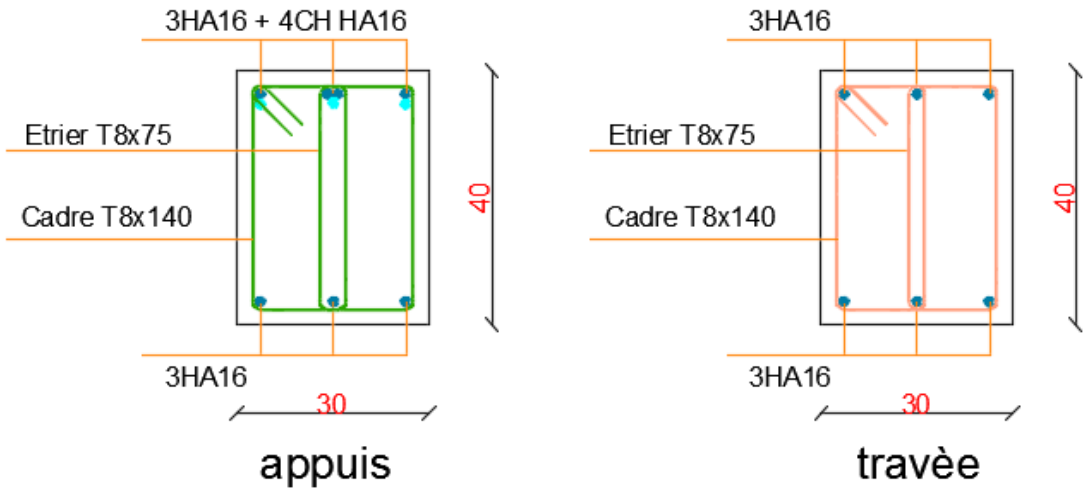


Figure V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales.

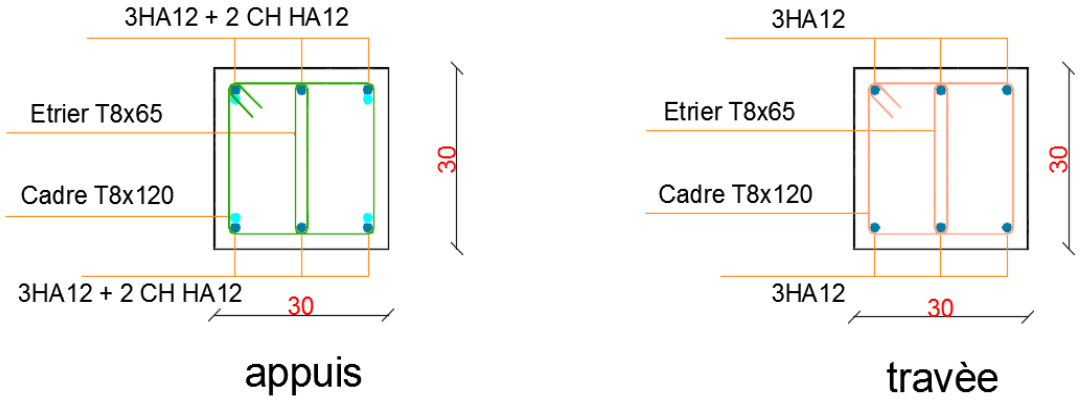


Figure V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

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

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

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 :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{max}\ et\ et\ M_{correspondant}\ et\ N_{correspondent}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.7.La section d'armatures des poteaux.

Section	Niveu	Cas	N (KN)	Mx (KN.)	My (KN.)	A_{s1} (cm)	As2 (cm)	A_{min} (cm²)	Le choix (cm²)
50x50	RDC+ 1er Etage	Nmax→Mcor	1714.72	-11.03	-1.23	1.29	2.71	22.5	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	1316.95	-0.45	1.46	1.29	2.71		
		Mxmax→Ncor	1714.72	7.877	87.89	1.29	2.71		
45x45	2em + 3em Etage	Nmax→Mcor	1471.075	13.43	0.672	1.7	2.2	18.22	12HA14 =18.47
		Nmin→Mcor	-126.592	7.94	38.90	1.7	2.2		
		Mxmax→Ncor	780.76	60.92	2.59	1.7	2.2		
40x40	4em +5em + 6+7em	Nmax→Mcor	927.634	-15.96	-0.77	1.6	2.7	14.40	4HA14+8 HA12 =5.21
		Nmin→Mcor	-57.677	14.406	50.38	1.6	2.7		
		Mxmax→Ncor	270.528	64.174	-3.86	1.6	2.7		

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

Tableau V.8 :Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	*Section*	*Sollicitations*						*Type de fissuration*	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
RDC, 1ere 2éme	50*50	N_{max}	1497.37	$M_{x\,corr}$	-2.7911	$M_{y\,corr}$	-0.4412	Peu nuisible	4,7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	589.02	$M_{x\,corr}$	-0.5574	$M_{y\,corr}$	-1.9882	Préjudiciable	1,6	23,3	15	201,63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	23.722	$M_{y\,corr}$	-1.9882	N_{corr}	820.302	Peu nuisible	3,8	/	15	/	Vérifiée
2éme 3éme	45x45	N_{max}	1074.94	$M_{x\,corr}$	-9.914	$M_{y\,corr}$	-0.4893	Peu nuisible	3,8	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	408.20	$M_{x\,corr}$	-0.4915	$M_{y\,corr}$	-6.1764	Préjudiciable	1,6	21,4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	25.707	$M_{y\,corr}$	-2.1184	N_{corr}	587.995	Peu nuisible	3,3	/	15	/	Vérifiée
4éme 5éme 7et 8éme	40x40	N_{max}	687.04	$M_{x\,corr}$	-11.7447	$M_{y\,corr}$	-0.5607	Peu nuisible	2,4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	258.27	$M_{x\,corr}$	0.0552	$M_{y\,corr}$	-8.4075	Préjudiciable	2,7	45,5	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	22.566	$M_{y\,corr}$	-3.1536	N_{corr}	373.102	Peu nuisible	4	/	15	/	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales :

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

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

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

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.5 : La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
RDC, 1ere	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
2éme3éme	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
4éme, 5éme, 6et 7éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

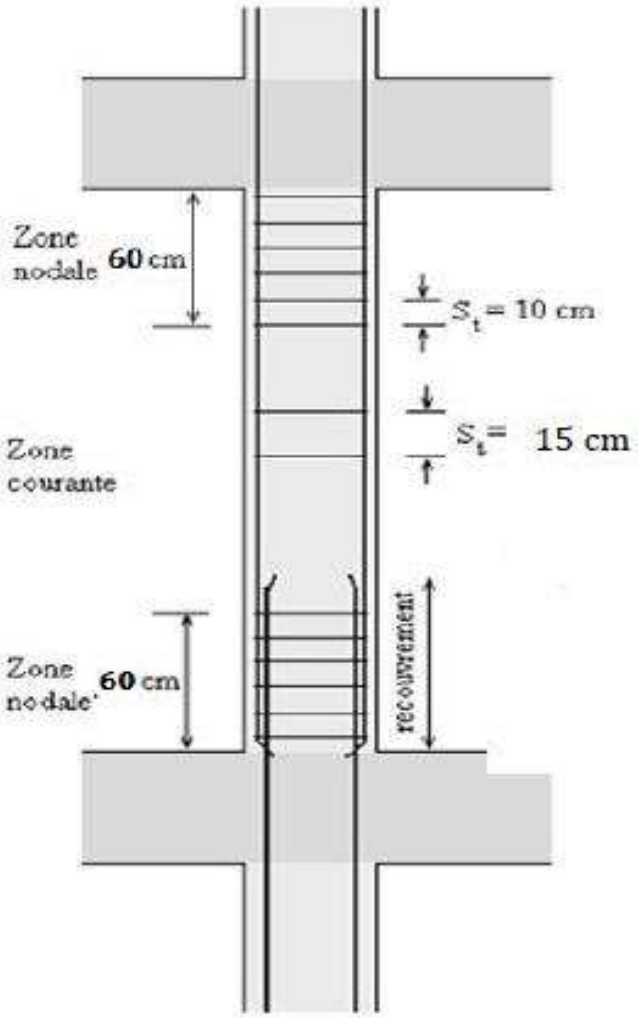


Figure V.4 ferraillage des poteaux.

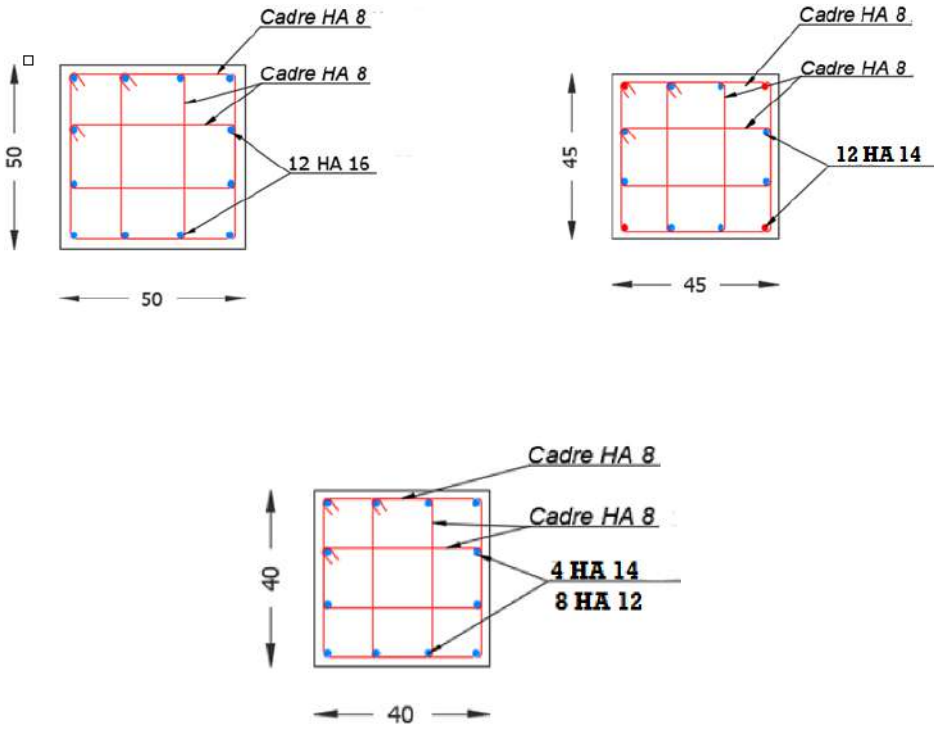


Figure V.5.Dessin de ferraillage des poteaux

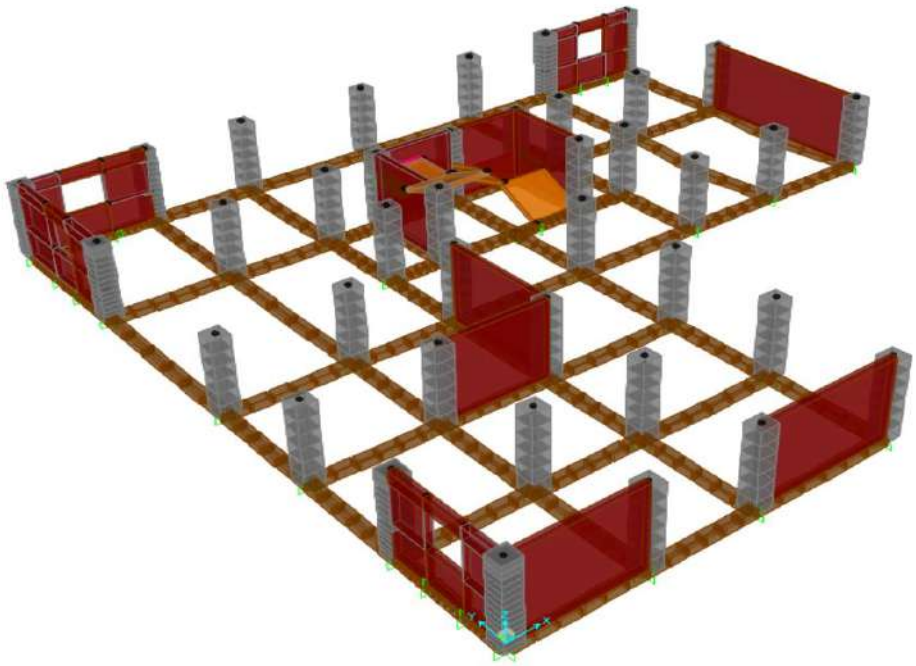
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

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

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles plein sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

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



V.4.1. Ferraillage Les voiles pleins

Les voiles pleines (les trumeaux) seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

- Les combinaisons de calcul :

Généralement les combinaisons accidentelles (G+Q±E) et (0.8 G±E)

- Les armatures verticales :

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normales et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues au charges verticale.

- Les sections minimales et maximales des armatures verticales :

Av =0.20% Bt	Bt : La section horizontale tendue du voile	- [Art 7.7.4.1] - RPA 2003
Av =0.15% B	B : La section global du voile	- [Art 7.7.4.3] - RPA 2003
Av =0.10% B	En zone courante.	- [Art 7.7.4.3] - RPA 2003

- Les armatures verticales : ▶[Art 7.7.4.3] ◀RPA 2003

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

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

Voile	S cm²	d cm	C Cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V1	20x425	403,75	21,25	42,5	12515,31	3975,95	**S.P.C**	10,94	0,00
V2	20x235	318,25	16,75	33,5	6296,06	771,04	**S.P.C**	5,19	0,00
V3	20x275	375,25	19,75	39,5	4410,19	467,77	**S.P.C**	4,88	0,00
V4	20x395	527,25	27,75	55,5	2076,43	9339,92	**S.P.C**	12,12	0,00
V5	20x300	261,25	13,75	27,5	1987,42	16108,27	**S.P.C**	15,88	0,00
V6	20x340	223,25	11,75	23,5	7479,86	9761 ,94	**S.P.C**	15,50	0,00
V7	20x240	285	15	30	6315,12	848,36	**S.P.C**	5,56	0,00
V8	20x555	323	17	34	3612,43	7439,25	**S.P.C**	10,94	0,00

Tableau V.11. : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	$A_{courante\ choisie}$ cm²	St cm	$Av_{globale}$ cm²
V1	10,94	0,00	2x(4HA14)=12,32	12	2x(14HA14)= 43,10	25	92,38
V2	5,19	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(7HA14)=21,55	25	67,74
V3	4,88	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(7HA14)=21,55	25	67,74
V4	12,12	0,00	2x(4HA14)=12,32	12	2x(15HA14)=46,18	25	70,82
V5	15,88	0,00	2x(6HA14)=18,47	12	2x(20HA14)=61,58	25	98,52
V6	15,50	0,00	2x(6HA14)=18,47	12	2x(19HA14)=58,50	25	95,44
V7	5,56	0,00	2x(2HA14)=6,16	12	2x(8HA14)=24,63	25	73,90
V8	10,94	0,00	2x(5HA14)=15,39	12	2x(17HA14)=58,50	25	83,03

V.4.1.1. Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau V.12 : Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_b MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	20x425	12515,31	3975,95	2,80	0,00	41,93	Oui
V2	20x235	6296,06	771,04	5,83	0,00	85,61	Oui
V3	20x275	4410,19	467,77	2,84	0,00	42,37	Oui
V4	20x395	2076,43	9339,92	1,90	0,00	27,85	Oui
V5	20x300	1987,42	16108,27	1,47	0,00	21,34	Oui
V6	20x340	7479,86	9761 ,94	1,80	0,00	26,69	Oui
V7	20x240	6315,12	848,36	2,25	0,00	33,15	Oui
V8	20x555	3612,43	7439,25	3,34	/	/	Oui

V.4.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.13 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	20x425	1099,39	1,56	5	Oui
V2	20x235	461,89	1,38	5	Oui
V3	20x275	347,42	1,10	5	Oui
V4	20x395	2654,10	3,40	5	Oui
V5	20x300	3527 ,23	3,46	5	Oui
V6	20x340	1871,34	1,34	5	Oui
V7	20x240	583,05	1,56	5	Oui
V8	20x555	1088,95	1,09	5	Oui

V.4.2. Calcul des 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.*14* : La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	T kN	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	$Sh_{choisie}$ cm	Ah_{ch} cm²
V1	324	1002,967	1,89	55,3	36,86	10	2x(20HA12)=45,24
V2	324	664,204	1,30	54,29	36,19	10	2x(20HA12)=45,24
V3	324	1459,247	2,13	87,44	58,51	10	2x(29HA12)=65,60

V.4.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont

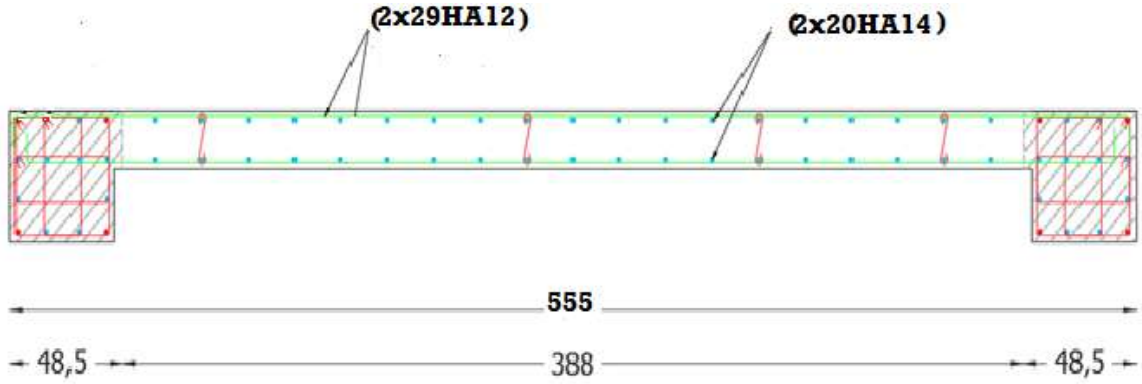


Figure V.1 : Dessin de ferraillage des voiles pleines.

le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticale maintenues par les épingles

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

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

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

V.4.4. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

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

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

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

V.4.4.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.4.1.1. Aciers longitudinaux

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

V.4.4.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteau long :

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

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

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

Linteau court :

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

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

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

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.4.4.2. 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 :

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

b) Armatures transversales :

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

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

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06 f_{c28}$	$\tau \leq 0,06 f_{c28}$	Choix de la méthode
1	**RDC-4émé**	1,20	1,85	816,635	588,29	1.5	**Non**	**Traction/Compression**
2	**5éme-6émé**	1,20	1,85	378,45	127,868	1,5	**Oui**	**Flexion simple**

Traction/Compression

Tableau V .21 : La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_l	S_t cm	A_t	A_p
V4	RDC-4ème	13,54	6,41	0,93	8,55	2x(2HA12) = 4,52	15	2HA10= 1,57	2x(14HA12) = 31,67

Flexion simple

Tableau V .22 : La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm^2)			$A_{choisie}$ (cm^2)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V3	$5^{ème}$	2,33	0,93	9,85	2x(2HA12)=4,52	15	2HA10=1,57	2x(14HA12)=31,67

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peut être de 80cm à 1m. Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

V.2. Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature Argiles marneuses lègèrement sableuse
- De faible humidité et de moyenne compacité. (**W % = 14,84%**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0,40 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=22°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7,94**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**35 %**)

V.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1,5 bars**

Laprofondeur d'ancrage de **2,00 m** par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure lastabilité de la structure.

V.4. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

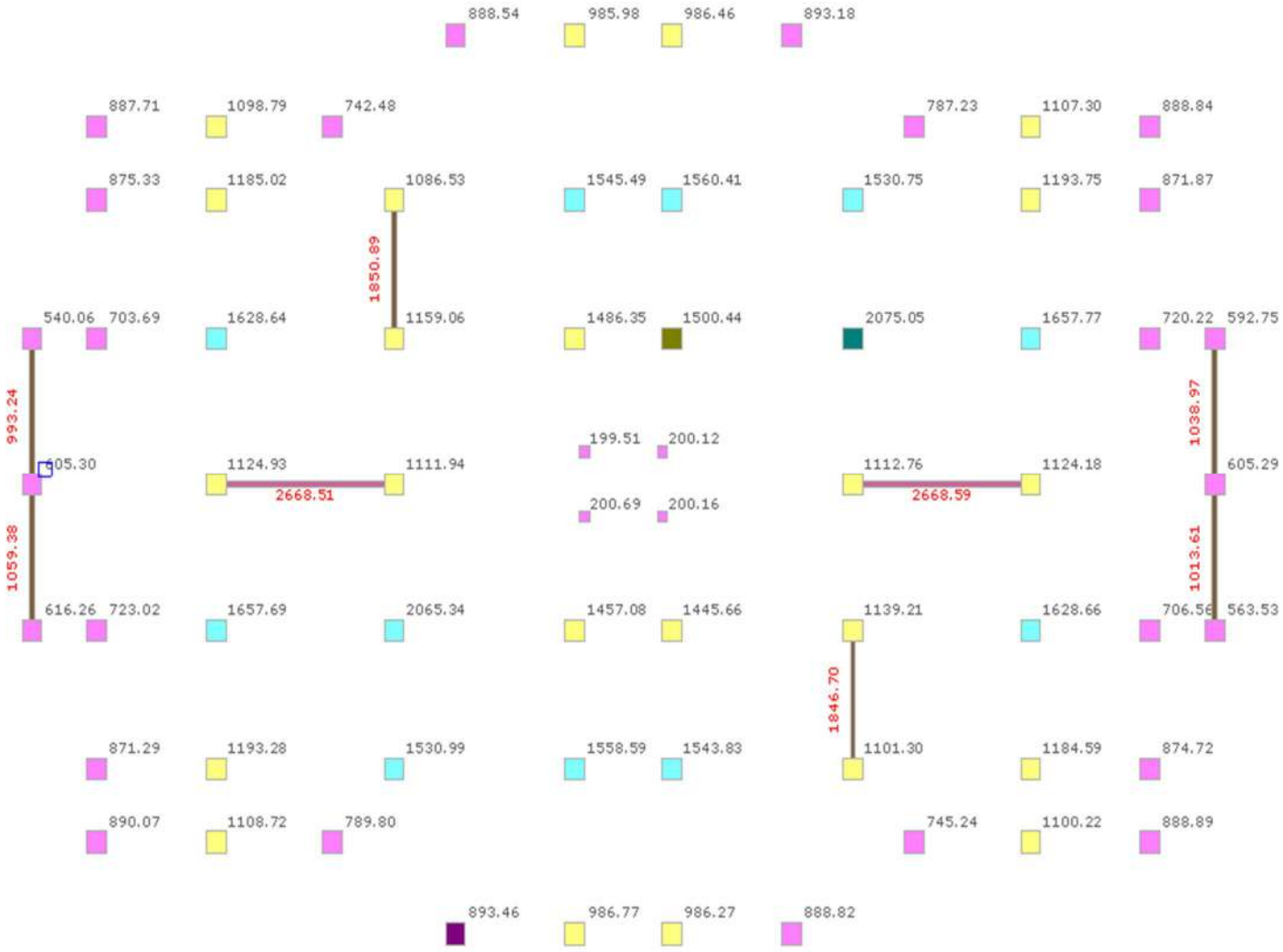


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

V.5. Calcul des semelles isolées

V.5.1. Dimensionnement des semelles isolées

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} ; \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b}.B ; B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} ; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A,B : longueur et largeur de la semelle. a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

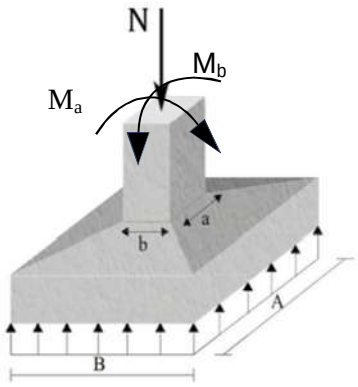


Figure VI.2 : Semelle isolée.

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

Poteaux	S	a cm	b cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	hch (cm)
car	S1	60	60	2839,11	-1,43	-3,24	3,72	3,72	4,40	4,40	83	100
	S2	60	60	2058,08	0,72	-10,95	3,16	3,16	3,70	3,70	68	85
	S3	60	60	1215,48	-8,26	-8,26	2,44	2,44	2,80	2,80	58	60

V.5.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

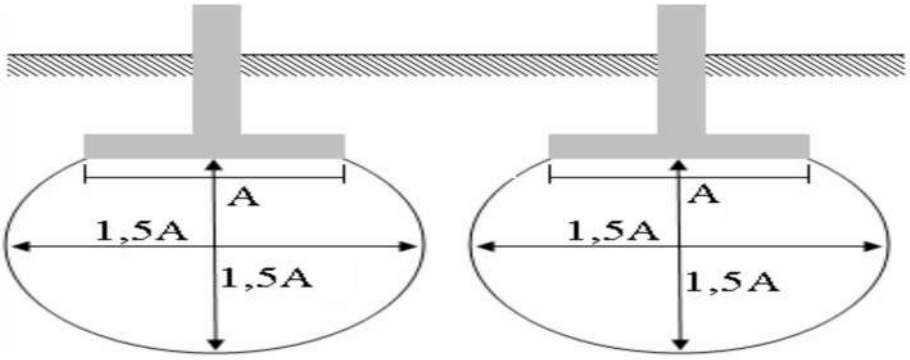


Figure VI.3 : Les bulbes de pression sous la semelle.

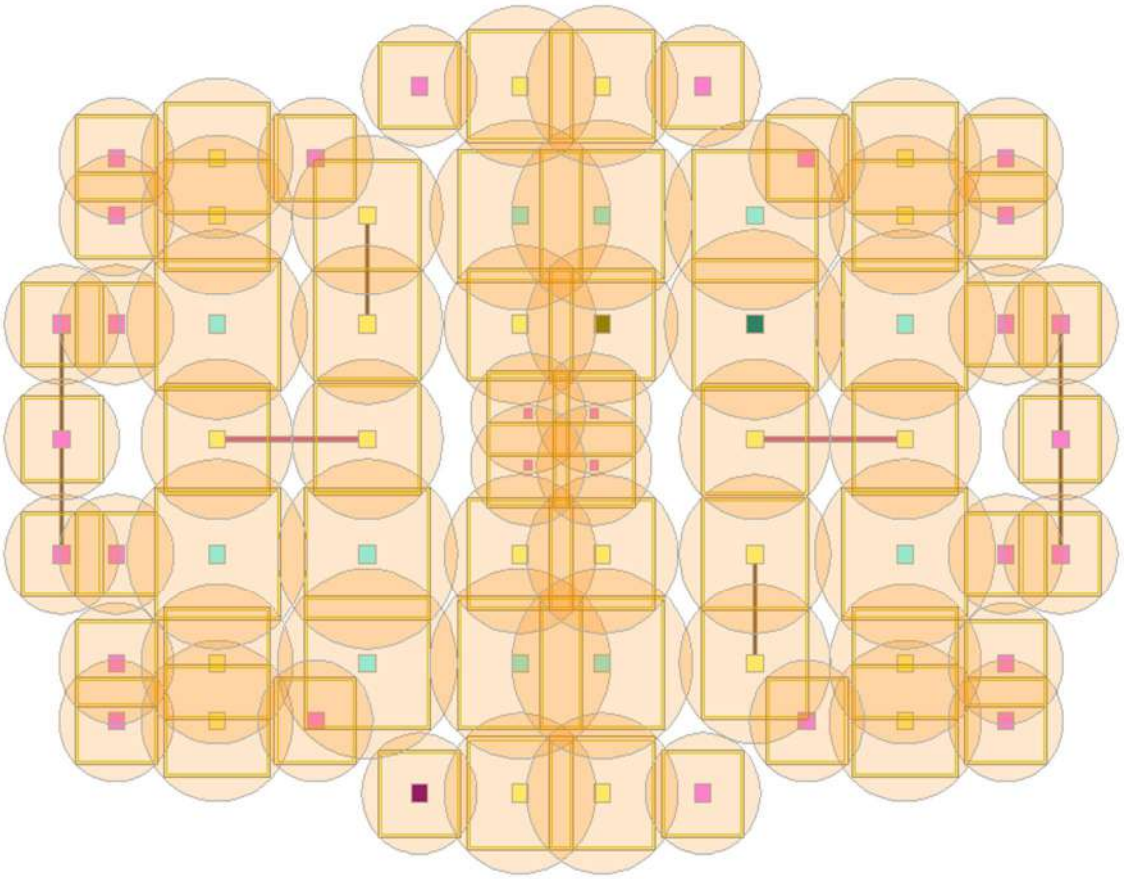


Figure VI.4 : chevauchement Des bulbes de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.2, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles , on a 1 types de semelle a étudié : et les semelles filantes .

V.6. Calcul des semelles filantes

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.
- Non poinçonnement.
  - Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filante dans les deux sens).

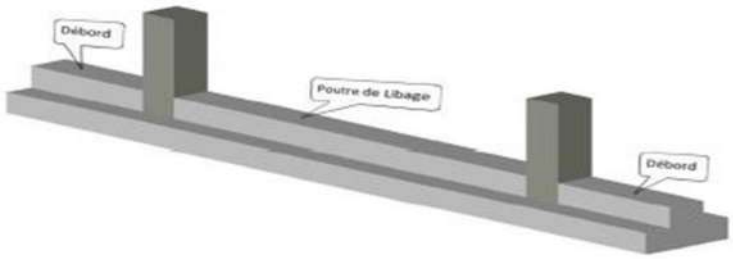


Figure VI.5 : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

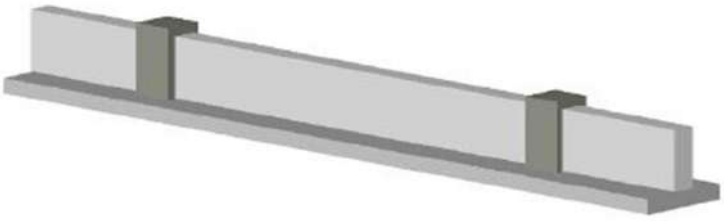


Figure VI.6 : Semelle filantes sous voiles.

V.6.1. Dimensionnement des semelles filantes

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

$$\frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \; ; \; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

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

Semelle	L m	$\sum N_{ser}$ kN	$B_{calculé}$ m	$B_{adopté}$ m	$h_{calculé}$ cm	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\sigma_{sol}]$ MPa
Sf-1x	39	8705,54	1,02	2,00	38	55	1,10	1,5
Sf-2x	14,45	5353,99	1,89	2,50	50,5	55	1,48	
Sf-1y	22,4	6033,00	1,34	2,00	38	55	1,35	
Sf-2y	19,20	7001,83	1,85	2,50	50,5	55	1,46	

V.6.2. Vérification de la stabilité au renversement.

Quel que soit le type de fondation (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 renversement des semelles filantes.

Semelle	N_{ser} kN	M_{ser} kN.m	e_0 cm	B m	$\frac{B}{4}$ cm	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
Sf-1x	2075,05	11,03	0,53	2,00	50,00	Oui
Sf-2x	4905,38	14,89	0,3	2,50	62,50	Oui
Sf-1y	1657,77	8,53	0,51	2,00	50,00	Oui
Sf-2y	4087,21	28,14	0,68	2,50	62,50	Oui

V.6.3. Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	h cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
	55 ,00	1897,50	2839,11	Non

- **La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.**

V.6.4. Pré dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4 max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille

- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 moyenne sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.5 : Prédimentionnment de poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} m	$h_{pcalculé}$ m	$h_{padopté}$ m	b_p m
	5,70	86,91	90	0,60

V.6.5. Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.2 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage cm²	Nu kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
60x90	2839,11	4050,00	Vérifiée

V.6.6. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right)$ = 2,50 MPa…… (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.7 : Vérification de cisaillement de poutre de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
Poutre de libage 1	60	90	746,64	1,46	2,50	Oui

V.6.7. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L} \quad \sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L}$$

Avec :

- ∑Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$F_{ELU} = \sigma_{ELU}$ x B $F_{ELS} = \sigma_{ELS}$ x B

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travée longs).

Tableau VI.8 : Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F ELU KN/ml	F ELS KN/ml
Poutre de libage 1	1,51	1,23	302,00	246,00

V.6.7.1. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau VI.9: Ferraillage longitudinal de poutre libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
Poutre de libage 1	60x90	428,73	-525,14	14,67	18,13

V.6.7.2. Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.10 : Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre de libage 1	428,73	-525,14	14,67	18,13	8HA16 = 16,08	10HA16=20,11

Sections minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI.3 : Vérification de sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutre de libage	26,14	30,16	30,00	6,00	Oui

V.6.7.3. Vérification des contraintes a L'ELS [2]

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

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes a L'ELS.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	$\sigma_s{}'$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Poutre de libage	Appui	-427,76	6,46	15	Oui	201,63	84,33	201,63	Oui
	Travée	349,23	5,70	15	Oui	201,63	73,33	201,63	Oui

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$n'est pas vérifiée donc on doit recalcule la section d'armature à l'ELS.

V.6.7.4. Armature transversale

Tableau VI.5 :Armateurs transversale.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	h cm	T kN	Tu MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
60	90	746,64	1,46	10	15	8	4HA8=2,01

V.6.7.5. Vérification de la flèche a L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau VI.6 : Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre de libage 1	0,16	0,0625	CV	0,16	0,10	CV	0,003	0,0105	CV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93 [2]

$[f]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[f]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau VI.15 : Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	cm	m	kN.m			cm²		mm		**Oui**
60	100	5,50	-149,86	635,44	-607,72	36,19	0,00	2,0	15,60	

V.6.7.6. Armatures de peau [2]

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= 5,40cm², donc on adopte 6HA12=6,79cm².

V.6.8. Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

V.6.8.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Tableau VI.16 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux .

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf-1x	2839,11	3,24	1,14	33,33	Pas Vérifiée	11,1	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles avec un diagramme trapézoïdal. Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.17 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-1x	2839,11	5,50	2,00	32,32	37HA12 = 41,85	15

- Armature de repartions

Tableau VI.18 : Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab/ml cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-1x	7,92	2,00	3,96	2x(4HA12)=9,05	15

V.6.8.2. Semelle filante (continue) sous un voile

Le calcul de ferraillage 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 parallèle à B.

Tableau VI.19 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf-3	663,24	1,57	0.23	25,00	Pas Vérifiée	13,88	Vérifiée

- Armatures principales

Tableau VI.7 : Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	$e_0(cm)$	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sf-3	663,24	1,57	0.23	2,50	6,67	7HA12=7,92	15

- Armature de repartions

Tableau VI. 8 : Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B m	$A_{rép}$ m	$A_{calculée}$ cm^2	St cm
Sf-3	7,92	250	4,95	16HA12 =18,10 cm^2	15

V.7. Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux

Appui continue pour les murs double cloison

V.7.1. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20$ KN

Tableau VI. 9 : coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	**12**
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Avec : N égale a la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée étant donné que le béton tendu est négligé,

$$Fu = \frac{2922,37}{12} = 243,53 \text{ kN} \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{243,53}{400/1,15} = 7,00 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,35 = 6,30 cm².

Tableau VI.10 : Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
Longrines	7,00	6,30	6HA14 =9,24

V.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha} \; ; \; \sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraint normal.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	α	σb MPa	σs MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	
2135,69	12	/	192,61	/	201,63	Oui

V.7.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification			Espacement et Armatures			
b cm	h cm	Tmax kN	Tu MPa	Tadm MPa	Oui/Non	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
30	35	40,40	0,41	2,5	Oui	10	15	8	3HA8 = 1,51

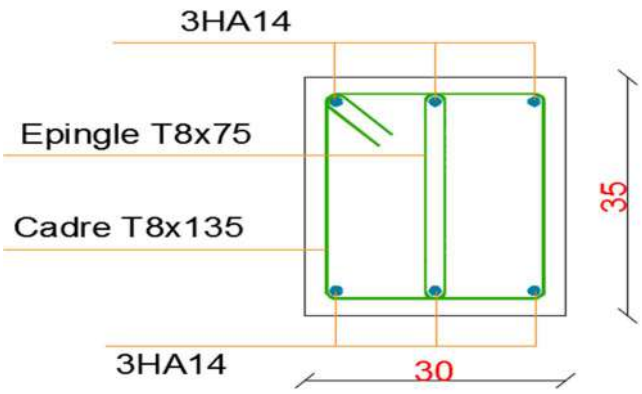


Figure VI.4 : Ferraillage des longrines.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖[1] Règles parasismiques Algérienne RPA99 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 2020.

Livres

- Calcul des ouvrages en beton armè – M.BELAZOUGUI .
- Pratique du **BAEL 91**.

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant ces années.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au contact aux ingénieurs et des chercheurs dans le domaine du génie civil.

D'après l'études effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.