REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université Dr. YAHIA FARES de MEDEA

Institut Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme master en Génie Civil

Option : structure

THEME

Etude D'un Bâtiment R+8 À Usage D'habitation-Commerce Selon le (RPA99 V 2003)

Proposé et dirigé par :

M^{me}. KALLOU Amel

Etudié par :

- RAFA Sohil

-SELLAMI Ahmed

-ABOU TAIMA Abed elkader

Promotion: Juin 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

بسم الله الرحمن الرحيم

الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه

سنة ولا نوم له ما في السموات وما في

الأرض من ذا الذي يشفع عنده

إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم

ولا يحيطون بشيء من علمه إلا بما شاء

وسع كرسيه السموات والأرض ولا

يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم

صدق الله العظيم ٢٤ ١٤

Remerciments

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde et sincère gratitude à notre promoteur M^{me}. Kalou A pour ses conseils précieux et son aide.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département du génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nos profondes 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 près ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout Hamza Kamel Anwar Walid Hakim Ibrahim djaloul …. Etc. et à tous ceux dont on a oublié.

On leur dit merci de tout notre cœur

RAFA SOHIL * SELLAMI AHMED *ABOUTAIMA ABED ELKADER

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma chère maman dont le regard me nourrit toujours à mon âge d'amour, de force et de bravoure ;

L'âme chère de mon père et mon exemple, qui m'a appris qu'il ne faut jamais guérir le mal par le mal, qu'Allah Ait pitié de son âme ;

Mes chers frères : ADEL WAIL ABED ELDJALILL

Mes chères sœurs

Mes chers amis : ((AHMED ET ABED ELKADER)) KAMEL HAMZA HOCINE ZOBIR CHERIF MOHAMED NASRO MUSTAPHA AHMED IBRAHIM DJALOUL ANWAR ABED ELHAK * amine Abed elghani sabour youcef soumia fella rabab iman)) et ** Maroua ** et tous mes amies 2éme année master ((structure)) promo 2015/2016

Et toute ma famille ((RAFA)), grands et petits.

****RAFA SOHIL****

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma chère maman dont le regard me nourrit toujours à mon âge d'amour, de force et de bravoure ;

L'âme chère de mon père et mon exemple, qui m'a appris qu'il ne faut jamais guérir le mal par le mal, qu'Allah Ait pitié de son âme ;

Mes chers frères : MEHAMED SAMIR HAKIM REYADH

Mes chères sœurs

Mes chers amis : ((SOHIL ET ABED ELKADER)) KAMEL HAMZA HOCINE ZOBIR CHERIF MOHAMED NASRO MUSTAPHA AHMED IBRAHIM DJALOUL ANWAR ABED ELHAK *REDWANE Abed elghani KHALED KWAYDER)) et tous mes amies 2éme année master ((structure)) promo 2015/2016

Et toute ma famille ((sellami)), grands et petits.

****SELLAMI AHMED****

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma chère maman dont le regard me nourrit toujours à mon âge d'amour, de force et de bravoure ;

L'âme chère de mon père et mon exemple, qui m'a appris qu'il ne faut jamais guérir le mal par le mal, qu'Allah Ait pitié de son âme ;

Mes chers frères :

Mes chers amis : ((SOHIL ET AHMED)) KAMEL HAMZA HOCINE ZOBIR CHERIF MOHAMED NASRO MUSTAPHA AHMED IBRAHIM DJALOUL ANWAR ABED ELHAK *YOUCEF ABED ELHAK hakim hichem)) et ((nouz)) ce qui m'a fait aider et tous mes amies 2éme année master ((structure)) promo 2015/2016

Et toute ma famille ((ABOUTAIMA)), grands et petits.

**** ABOUTAIMA ABED ELKADER****

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى :

- **هيكلة ودراسة بناية مكونة من طابق أرضي+ 8 طوابق والمقرر بناؤها في مدينة العمارية بالمدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا.** *IIa*
- **مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +جدران مسلحة.**
- **قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:**
  - **القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
  - **قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.

«SAP2000 version 17».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment (RDC+8), qui sera implanté à oumaria de MÉDÉA; cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_a.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système auto-stable contreventé par 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 « **SAP 2000 version 17** ».

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

Summary :

This project is a conception and study of a building containing two blocs (RDC+8), it will be implanted at oumaria (MEDEA); this region is classified in the zone of average seismicity II_a

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a system auto-steady with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program « **SAP 2000 version 17** ».

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

sommaire

chapitre I: presentation de l'ouvrage

I. Introduction : 1

I.1. DESTINATION : 1

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage : 1

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux : 5

I.3.1. Béton : 5

I.3.2. Béton armé : 6

I.3.3. L e s Aciers : 9

I.4. Principe de calcul du CBA 93 : 9

I.4.1. E.L.U de résistance : 10

I.4.2. A l'E.L.S: 12

I.5. Conclusion : 12

chapitre II: prédimensionnement

II.1. Introduction : 14

II.2 .Pré dimensionnement des planchers : 14

II.2.1. Plancher à corps creux : 14

II.2.2. Plancher en dalle pleine : 16

II.3. Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations : 17

II.3.1 Maçonnerie : 17

II.3.2. Plancher terrasse : 18

II.3.3. Plancher courant : 19

II.3.4. Dalle pleine: 20

II.3.5. Balcons de l'étage : 21

II.4. Pré dimensionnement des poutres : 21

II.5. Pré dimensionnement des poteaux : 25

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement : 25

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité : 26

II.5.3. Dimensions des poteaux : 26

II.5.4. Détermination des charges et surcharges : 27

II.5.5.Descente des charges :.....27
II.5.6. Vérification selon le RPA99v2003 :.....34
II.6 . Pré dimensionnement des voiles :..... 35

chapitre III : calcul des elements secondaire

Introduction: 37
III.1.l'acrotère 37
III. 1.1. Définition :.....37
III. 1.2. Principe de calcul :.....37
III. 1.3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 38
III. 1.4. Détermination des efforts :.....38
III. 1.5. Ferraillage de l'acrotère :.... 38
III. 1.5.1. Etat Limite Ultime :.....39
III. 1.5. 2-Vérification à l'état limite de service: 40
III. 1.6 Vérification de l'effort tranchant : 42
III. 1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 43
III. 1.8 Vérification de l'acrotère au séisme :. 43
III. 1.9 Plan de ferraillage :.....44
III.2. Les escalier 45
III. 2.1. Introduction : 45
III. 2.2. Dimensionnement des éléments d'un escalier:. 45
III. 2.3 Epaisseur de la paillasse et du palier : 46
III. 2.4 Evaluation des charges et surcharges: 47
III. 2.5. Ferraillage des escaliers : 53
III.2.6- Calcul de la poutre palière :. 58
III.2.6.1. Pré dimensionnement : 58
III.2.6.2. Charges et surcharges: 59
III.2.6.3. Calcul des efforts:.....59
III.2.6.4.Calcul du ferraillage: 60
III.3 Planchers à corps creux : 65
III.3.1 Calcul des poutrelles:. 65
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :.. 66

III.3.3 Ferraillage : 66
III.3.4. Calcul des étaiements : 67
III.3.5 Méthodes de calcul des poutres : 69
III.3.6 Ferraillage des poutrelles : 75
III.3.7 Vérification du ferraillage à l'ELS : 79
III.3.8. vérification de la flèche: 80
III.3.9 La table de compression : 82
III.3. Les dalles pleines : 84
III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture: 84
III.3.2. dalle pleine triangulaire :. 86

chapitre IV: etude dynamique

IV.1 Introduction : 90
IV.2 Caractéristiques dynamique de la structure: 90
IV.2.1 Centre de masse : 90
IV.2.2 Centre de rigidité (torsion) : 91
IV.3 Etude dynamique : 93
IV.3.1 Introduction : 93
IV.3.2 Objectif de l'étude dynamique: 94
IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique: 94
IV.3.4 Critères de classification par RPA 99 version 2003 : 95
IV.3.5. Analyse de notre structure : 96
IV.3.6 Modélisation de la structure étudiée: 97
IV.3.7. Détermination du spectre de réponse : 97
IV.3.8. Justification du coefficient de comportement R : 99
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 104
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 105
IV.4.2. Nombre de modes à considérer : 106
IV.4.3.vérification de participation massique : 106
IV.4.4. Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]. 107
IV.4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 108
IV.4.6 Vérifications du déplacement : 110

IV.4.7.Vérification de la stabilité au renversement : 112
IV.4.8. Vérification du cisaillement des éléments : 116
IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : 117
IV.4.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*). 117
- **Conclusion général :.....** 119

chapitre V: calclu des elements resistants

V.1 Introduction : 120
V.2. Ferraillage des poutres :.....120
V.2.1 Introduction : 120
V.2.2. Recommandation du R.P.A99 Version 2003 :.....121
V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....124
V.2.4 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant : [1] 126
V.2.5 Calcul des armatures transversales : 127
V.2.6 Vérification de la flèche :.....128
V.3 Ferraillages des poteaux:.....130
V.3.1 Introduction: 130
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :.....130
V.3.3 Détermination des armatures longitudinales :.....131
V.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS : 134
V.3.5/Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant : 136
V3.6/Calcul des armatures transversales : 137
V.4 Ferraillage des voiles :.....139
V.4.1 Introduction: 139
V.4.2. Les voiles pleins:.....139
V.4.3 Traitement du " SAP 2000 ":.....140
V.4.4 Recommandations règlementaires: 140
V.4.5 Armatures verticales: 142
V.4.6 Vérification des contraintes à l'état limite de service :.....143
V.4.7 Les armatures horizontales: 144
V.4.8. .Les Voiles avec ouverture: 147
V.4.8.1. les trumeaux.....147

V.4.8.2. Les linteaux :.....149
V.5.conclusion :.....153

chapitreVI: Calcul des fondations :

VI.1.1 Introduction : 154
VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol: 154
VI.1.3 Choix du Type de fondation : 154
VI.1.4 Vérification du chevauchement :..... 155
VI.1.4.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :..... 155
VI.1.4.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :..... 158
VI.1.4.3.Ferraillage 159
VI.1.4.4. Vérification des longueurs de scellement :..... 160
VI.1.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄..... 160
VI.1.5. Ferraillage poutre libage:..... 161
VI.1.5.1.Dimensionnement :..... 161
VI.1.5.2.Calcul des moments :..... 162
VI.1.5.3Armatures longitudinales :..... 163
VI.1.5.4.Armatures de peau :..... 164
VI.1.5.5.Armatures transversales :..... 164
VI.1.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ▶▶[Art 10.1.1] ◀◀[1]..... 164
VI.1.6.1.Recommandation des règlements :..... 165
VI.1.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :..... 165
VI.1.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :..... 165
VI.1.6.4.Calcul des armatures transversales : 166

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau I.1: *dimensions du bâtiment*..... 1

Tableau. I.2.La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours..... 7

Tableau. I.3.Caractéristiques mécanique des aciers.....9

Tableau. I.4. *:* les divers états-limites.....9

Tableau II.1 **:** charge permanente du mur simple cloison.....17

Tableau II.2 **:** charge G permanente du mur double cloison.....17

Tableau II.3 **:** Charge permanente du plancher terrasse en corps creux.....18

Tableau II.4 **:** Charge permanente du plancher courant en corps creux.....19

Tableau II.5 **:** Charges d'exploitation.....19

Tableau II.6 **:**Charges permanentes (dalle pleine).....20

Tableau II.**7:**Charges permanentes dues aux balcons de l'étage.....21

Tableau II.8 **:** pré dimensionnement des poteaux.....27

Tableau II.9 **:** déterminations NU 28

Tableau II.10 **:** déterminations les charge permanente 29

Tableau II.11 **:** détermination Qcum (kN).....30

Tableau II.12**:** Tableau des surcharges d'exploitation.....31

Tableau II-13**:** Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.....32

Tableau II.14 **:** vérifications du *(1.1Nu* ≤ $\overline{N}u$*)*.....*33*

Tableau II.15 **:** vérifications de coffrage des poteaux.....34

Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……...38

Tableau III.2: Les efforts sur l'acrotère……38

Tableau III.3. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier 47

Tableau III.4. Charges permanentes de la paillasse de repos de l'escalier 47

Tableau III.5 .Combinaison des charges pour l'escalier intérieur.....48

Tableau.III.6.Les données.....53

Tableau.III.7.Calcul des sections d'acier de l'escalier.....53

Tableau.III.8.Calcul des espacement.....54

Tableau.III.9.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.....55

Tableau.III.10 : vérification de la flèche 56

Tableau.III.11 : vérification de la flèche 56

Tableau III.12.de vérification de règlement.....58

Tableau III.13 : calcul du ferraillage de la poutre palière.....60

Tableau.III.14 vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).....63

Tableau III.15: Vérification de la flèche 64

Tableau III.16 **:** la détermination de la flèche.....67

Tableau.III.17**.** Méthode de Caquot.....70

Tableau.III.18 **:** Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.....71

Tableau.III.19**.** Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....71

Tableau III.20. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....72

Tableau.III.21**.** Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.....73

Tableau III.22. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....74

Tableau.III.23.Récapitulations des efforts internes.....75

Tableau III24**:** Vérification à l'E.L.S 80

Tableau.III.25. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.....82

Tableau III.26 **:** Evaluations des sollicitations.....85

Tableau III.27 **:** charges de la dalle pleine.....86

Tableau III.28 **:** ferraillage de la dalle pleine.....89
Tableau IV.1: Valeurs du centre de masse..... 91
Tableau IV.2: Valeurs du centre de torsion..... 92
Tableau. IV.3**.** Calcul de l'excentricité statique.....93
Tableau. IV.4 : détermination du facteur qualité Q.....99
Tableau IV. 5 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant x 100
Tableau IV.6**:** Justification du coefficient de comportement R Suivant x en pourcentage...101
Tableau IV. 7 **:** Justification du coefficient de comportement R Suivant Y 102
Tableau IV.8: Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en pourcentage.103
Tableau IV.9: Périodes et facteurs de participation massique.....107
Tableau IV.10: Vérification des périodes.....108
Tableau. IV.11**.** Calcul de la force sismique.....109
Tableau. IV.12**.** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**.**.....110
Tableau IV.13: déplacements inter-étages sous la force sismique EdX 111
Tableau IV.14: déplacements inter-étages sous la force sismique EdY 111
Tableau IV.15 **:** forces sismiques suivant (x) et (y).....113
Tableau IV.16**:** moment de reversement.....114
Tableau IV.17 **:** moment de stabilité suivant(x).....115
Tableau IV.18 **:** moment de stabilité suivant(Y).....115
Tableau IV.19 **:** Vérification l'effet P-Δ sens X.....118
Tableau IV.20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 118
Tableau V.1: différentes caractéristiques de béton et d'acier.....120
Tableau V.2: ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis.....122
Tableau V.3: ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis.....123
Tableau V.4:verification pp selon CBA et RPA.....123
Tableau V.5:verification ps selon CBA et RPA.....124
Tableau V6**.** Ferraillages des poutres principale en travée et aux appuis à L'ELS.....125

Tableau V.7 ferraillages des poutres secondaire en travée et aux appuis à L'ELS.....125

Tableau V.8 **: v**érification des contraintes de cisaillement des poutres principale.....126

Tableau V.9 **: v**érification des contraintes de cisaillement des poutres secondaire.....127

Tableau V.10 :Valeurs des armateurs transversales.....128

Tableau V.11**:** les donner.....129

Tableau V.12**:** Vérification de la flèche des poutres.....129

Tableau V.13: Les Armatures longitudinaux des poteaux 133

Tableau V.14: Valeurs des contraintes à l'E.L.S. **(**poteaux).....134

Tableau V.15: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....137

Tableau.v.16 : les armatures transversales et leurs espacements.....138

Tableau V.17 **:** Les données de calcul.....142

Tableau V.18 : Ferraillage verticale du voile 1.....142

Tableau V.19 : Ferraillage verticale du voile 2.....143

Tableau V.20: Vérification à l'ELS de voile 1(sens x et y).....143

Tableau V.21: Vérification à l'ELS de voile 2(sens x et y).....144

Tableau V.22: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.....145

TableauV.23: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements.146

Tableau V.24:.Ferraillage verticale les trumeaux du voile 1.....147

Tableau V.25**:**Ferraillage verticale les trumeaux du voile 2.....148

Tableau.v.26: vérification des armatures a ELS des trumeaux 148

Tableau .V.27**:** Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.....148

Tableau .V.28: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 1.....151

Tableau .V.29**:**calcul d'armatures longitudinales et transversales du viole 1.....151
..

Tableau .V.30: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 2.....152

Tableau .V.31:calcul d'armatures longitudinales et transversales du viole 2.....153

.Tableau VI.1: . section des semelles isolées à l'ELS 156

Tableau VI.2: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux a l'ELS.....158

Tableau VI.3: vérifications des contraintes des semelles filantes.....158

Tableau VI.4. armatures principales des semelles filantes.....159

Tableau.VI.5. armatures de répartition de la semelle filante.....160

Tableau VI.6:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes..... 160

Tableau VI.7: Vérification de la stabilité au renversement..... 160

Tableau VI.8: Dimensionnement de la poutre de libage 161

Tableau VI.9: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 162

Tableau VI.10: Détermination des moments de la poutre de libage 162

Tableau VI.11: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 163

Tableau VI.12: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 163

Tableau VI.13: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 164

Tableau .VI.14 : Ferraillage longitudinal des longrines 165

Tableau .VI.15: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 166

Tableau .VI.16: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.166

LISTE DES FIGURES:

Figure.I.1plan du RDC..... .....……..2
Figure.I.2. plan du d'etage courant..... ……..3
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformations du béton.....10
Figure.I.4 Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers.....11
Figure II.1**:** dimensionnement de plancher à corps creux.....15
Figure II.2**:** Dimensions du corps creux.....15
Figure II.3 : mur simple cloison et mur double cloison.....17
Figure II.4 **:** composants d'un plancher terrasse en corps creux.....18
Figure II.5 **:** composants d'un plancher courant en corps creux.....19
Figure. II.6**.**Composants d'un balcon de la terrasse.....20
Figure II.7: composants d'un balcon de l'étage.....21
Figure II.8**:** Section réduite du poteau.....26
Figure II.9 **:** les charges et surcharges de poteau de plancher terrasse.....27
Figure II.10 : les poutres principales et les poutres secondaires.....34
Figure. II.11**.**Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....35
Figure III.1 **:** L'acrotère.....37
Figure III.2 **:** dimensions de l'acrotère.....37
Figure III.3 **:** les charges sur l'acrotère.....37
Figure. III.4 : *Les* diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal.....38
Figure III-5 : Section de B.A à l'E.L.U 39
Figure III-6 : Schéma de Ferraillage de l'acrotère.....44
Figure III.7 **:** Représentation et coupe d'un escalier.....45

Figure III.8 schéma statique de l'escalier 1ere type.....46

Figure III.9. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U.....50

Figure III.10. Diagramme des moments de l'escalier a ELS 52

Figure III.11 poutre palière.....58

Figure III.12: Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U.....59

Figure.III.13. Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S.....60

Figure.III.14 .Dessin d'un plancher en corps creux.....65

Figure.III.15 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....66

Figure.III.16. Choix de disposition des étaiements.....67

Figure.III.17.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....72

Figure III.18. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....73

Figure.III.19.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....74

Figure III.20. Diagramme des moments dans la poutrelle à quatre travées (ELS).....75

Figure. III.21.Section de béton des poutrelles.....76

Figure.III.22. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....82

Figure.III.23: disposition constructive des armatures de la table de comperssion 83

Figure. III.24 **:** schéma statique de la dalle pleine 1.....86

Figure IV.1 : Disposition des voiles.....96

Figure IV.2 : Modélisation de la structure étudiée.....97

Figure IV.3 **:** spectre de réponse suivent x et y.....104

Figure IV.4 : premier mode.....105

Figure IV.5 : deuxième mode.....105

Figure IV.6 : troisième mode.....105

Figure IV.7 **:** la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.....112

Figure IV.8 **:** Distribution de la force sismique.....113

Figure.IV.9: la stabilité au renversement.....114

FigureV.1:didpositon des armatures des poutres (intermédiaire et rive) courant et terrasse.129

FigureV.2: didpositon des armatures des poutres (intermédiaire et rive) courant et terrasse.130

Figure.V.3: schéma de ferraillage des poteaux.....138

Figure V. 4. Les armatures transversales et les épingles des voiles 146

Figure V.5.la zone de recouvrement des voiles.....147

Figure V. 6.effort tranchant et moment dans le linteau.....150

Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.....155

Figure.VI.2. Les bulles de pression.....156

FigureVI.3. schema d'une semelle filante sous poteaux.....157

FigureVI.4. schema d'une semelle filante sous voile.....157

FigureVI.5. ferraillage des longrines.....167

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

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 de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : 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.

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 : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

OK : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

Introduction Générale

Le présent travail consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué de (R +8) à usage commercial et habitat.

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

Une introduction sur l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) seront le titre du premier chapitre . Le second chapitre traite le prédimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation. Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers…). Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique optée par le logiciel SAP 2000. L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux; et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre. On procède au sixième chapitre à l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure et le choix de type de fondations le plus convenable et le ferraillage (fondations, murs de soutènement et les longrines). A la fin; on terminera notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction :

I.1. DESTINATION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (RDC+8) en béton armé à contreventement mixte voiles-portique, à usage commercial.

Situation: l'ouvrage étudié par le bureau d'études d'architecture «B.E.T » sera implanté dans la wilaya de Médéa commune de « oumaria », dans une zone classée, selon les Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone IIa) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 sur un sol ayant un taux de travail égale à 2.2 bar.

Notre étude sera conforme aux exigences des **règlements** algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

Description de l'ouvrage :

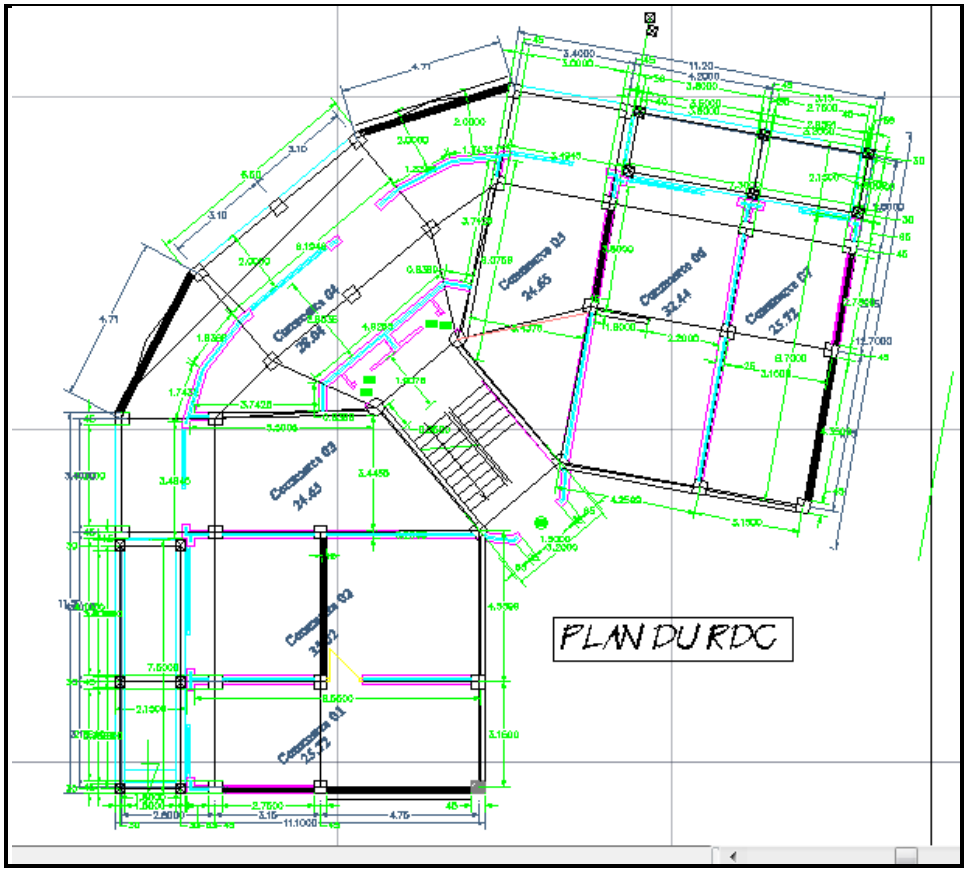
Notre projet contient un bloc, ce bloc est régulier et il est composé de 8 niveaux sur rez-de-chaussée (R+8).

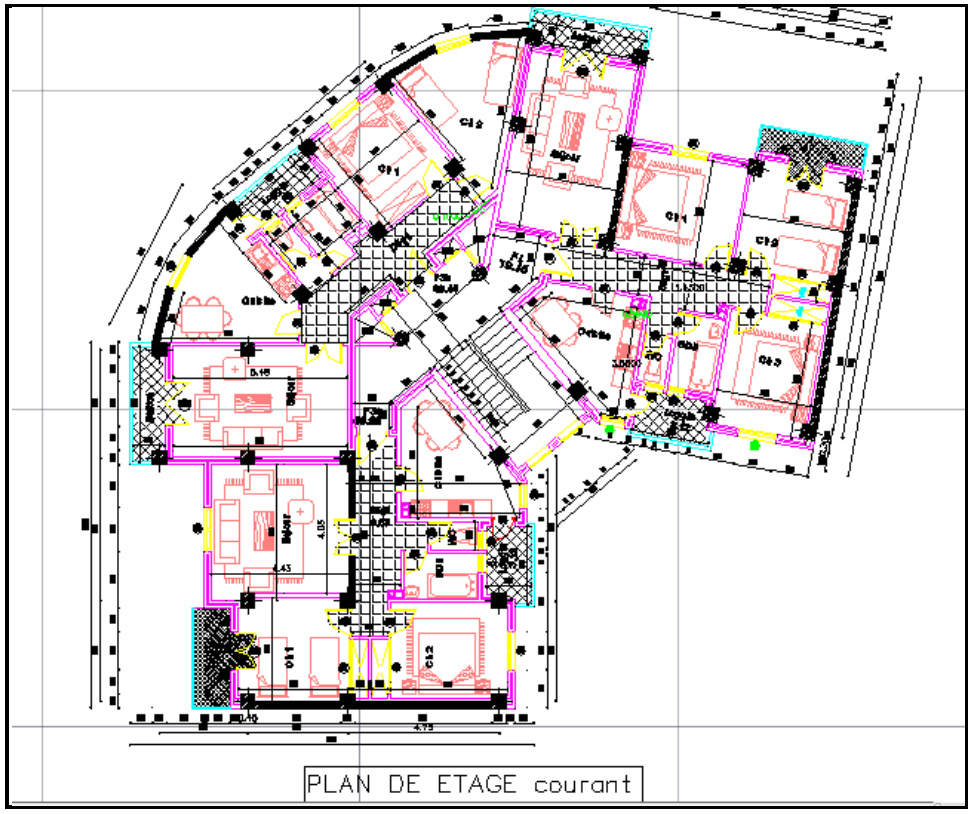
I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

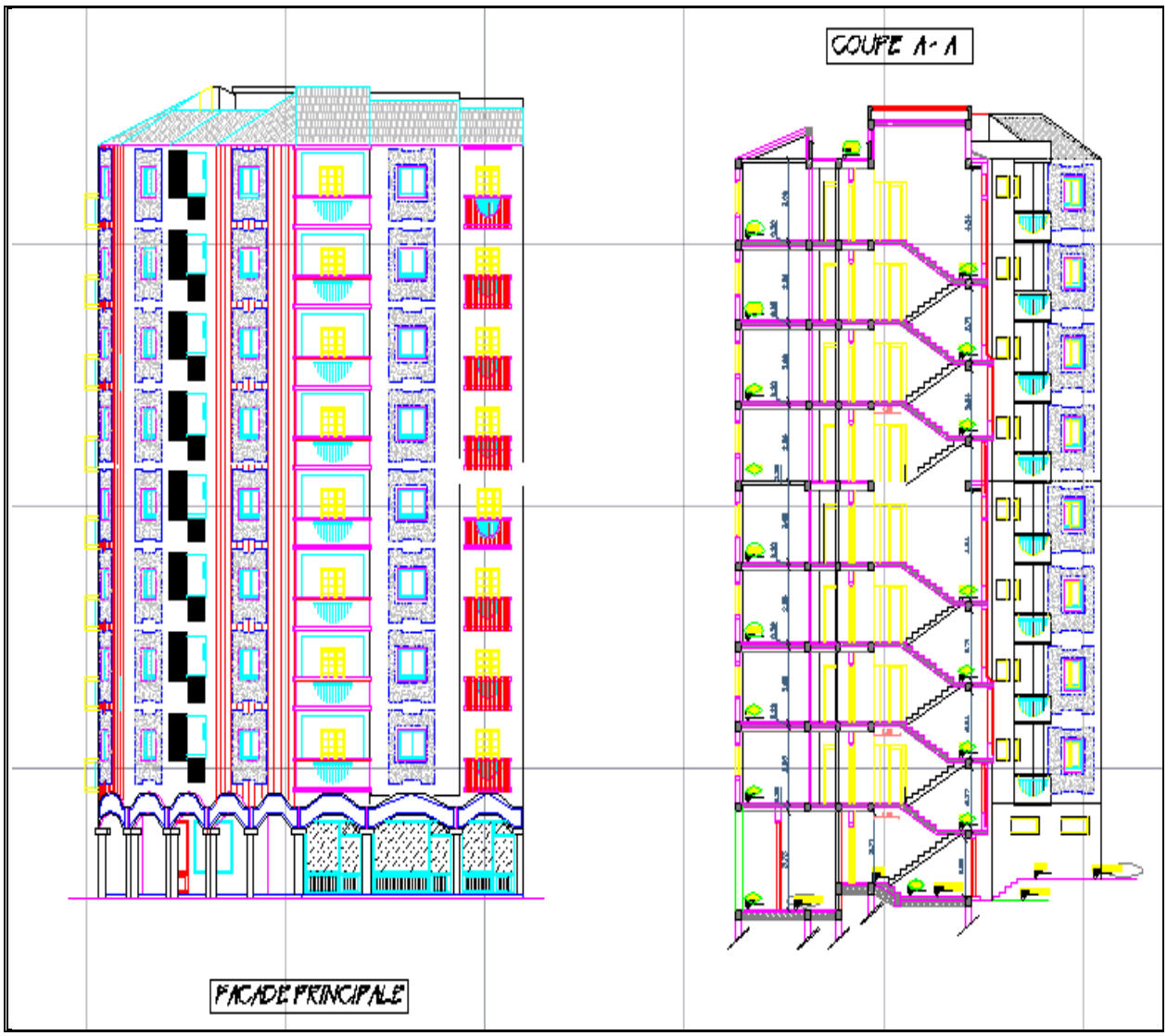
I.2-1. Dimensions :

Tableau 1.1 : dimensions du bâtiment

Dimensions en plan	Dimensions en élévation
- Longueur totale du bâtiment : L_x=21.77m - Largeur totale du bâtiment : L_y= 22.86 m.	Hauteur totale du bâtiment: h=28.56m Hauteur du R-D-C : h=4.08m Hauteur du étage: h=3.06m


PLAN DU RDC


PLAN DE ETAGE courant


COUPE A-A
FACADE PRINCIPALE

I.2.2. Système de contreventement :

Notre projet comporte une hauteur dépassant les 17m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien "*RPA99 version 2003"* préconise un système de «contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques» avec justification d'interaction portiques-voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.3. planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

-Le plancher à corps creux.

- Le plancher à dalle pleine.

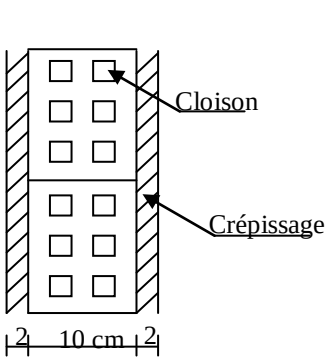
I.2.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

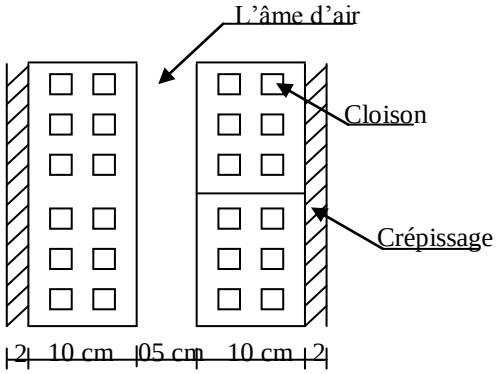
- **Murs extérieurs** (double cloison) : Ils sont composés de :
  - deux cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 05 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

  Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.



Simple cloison



Double cloison

I.2.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère (élément secondaire) conçu en béton armé coulé sur place, de 60cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs (empêcher leur ruissellement par le larmier).

I.2.6. Revêtement :

Les revêtements est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissages des façades extérieurs.

I.2.7. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par un d'escaliers :

- ✓ Escalier droit à deux(02) volées, au niveau de la mezzanine.

I.2.8. Infrastructure:

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilises dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton arme (CBA93).

I.3.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau).

I.3.1.1. caractéristique du Béton :

- ✓ facile à le fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.
- ✓ bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ bonne résistance a la compression.
- ✓ faible résistance a la traction.

I.3.1.2. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (CPJ-CEM II a 42.5) de 350 kg/m^3

I.3.1.3. Granulats :

Le béton est constitue de deux types de granulats.

- Sable de dimension inferieure à 5 mm.
- Gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8 ; 8/15 et 15/25).

I.3.1.4. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.5. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. On retiendra que, pour 1 m3 de béton de dosage de 350 Kg/m3 de ciment CPJ425 est:

- ✓ 800 L de graviers (3/8 ; 8/15 ; 15/25).
- ✓ 400 L de sable (0 mm ≤ Φ ≤ 5 mm).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 425.
- ✓ 175 à 200 L d'eau de gâchage.

Pour un dosage de 350 kg/m3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours **(Art A. 2.1.13 CBA93).**

I.3.2. Béton armé :

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

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

I.3.2.1. Resistance 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.3.2.2. Resistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

Pour des bétons d'un âge ≪ J ≫ inferieur à 28 jours la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40\ Mpa \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ Pour : } f_{c28} > 40\ Mpa \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

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.

Tableau. I.2. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.

jours / fcj	1	2	3	4	5	6	7
fc_{28} (MPA)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPA)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPA)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPA)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

Pour notre étude on a : $fc28 = 25\ MPa$.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

I.3.2.3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. En traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. En traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. En traction - flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « a » et de longueur « $4a$ » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction « f_{tj} » elle est définie par la relation du CBA93 « **Art ''A.2.1.1.2''** :

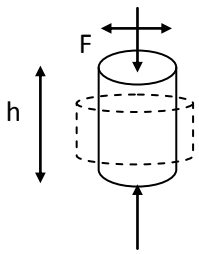
$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \quad (MPa)$$

f_{c28} =25 MPa , on trouve f_{tj} = 2,1 MPa

I.3.2.4. Coefficient de POISSON (υ) :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$



Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- E.L.U : $v = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $v = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.3.2.5. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à: $E_{ij}(Mpa) = 11000(f_{cj})^{1/3}$

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en Mpa

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{Vj}[Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} Mpa$$

I.3.3. Les Aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3 1. Types d'aciers :

Les différents types d'aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.3. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥10	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.3.3. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[Es=2.10 ^{5} *MPA*] …… **Art.2.2.1. [1]**

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Tableau. I.4. : les divers états-limites.

✹ **Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :**	✹ **Etat limite de service (E.L.S) basé sur :**
♦ L'Equilibre statique	♦ La compression du béton
♦ La résistance de l'un des matériaux	♦ L'ouverture des fissures
♦ La stabilité de forme	♦ La déformation

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

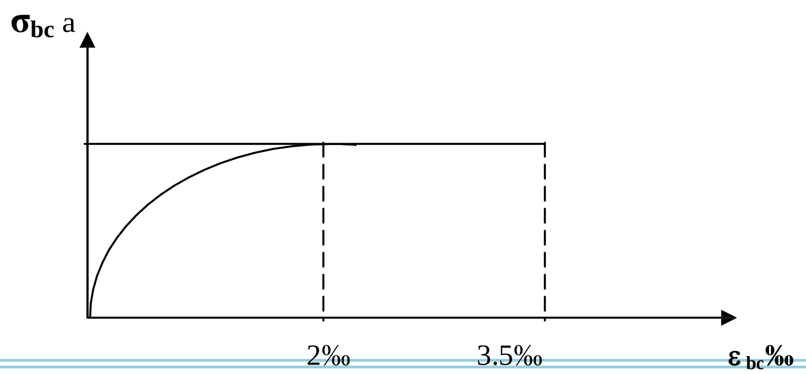


Figure 1.3: Diagramme contrainte -déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad \text{[1]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.4.1.3.Contrainte limite de l'acier :

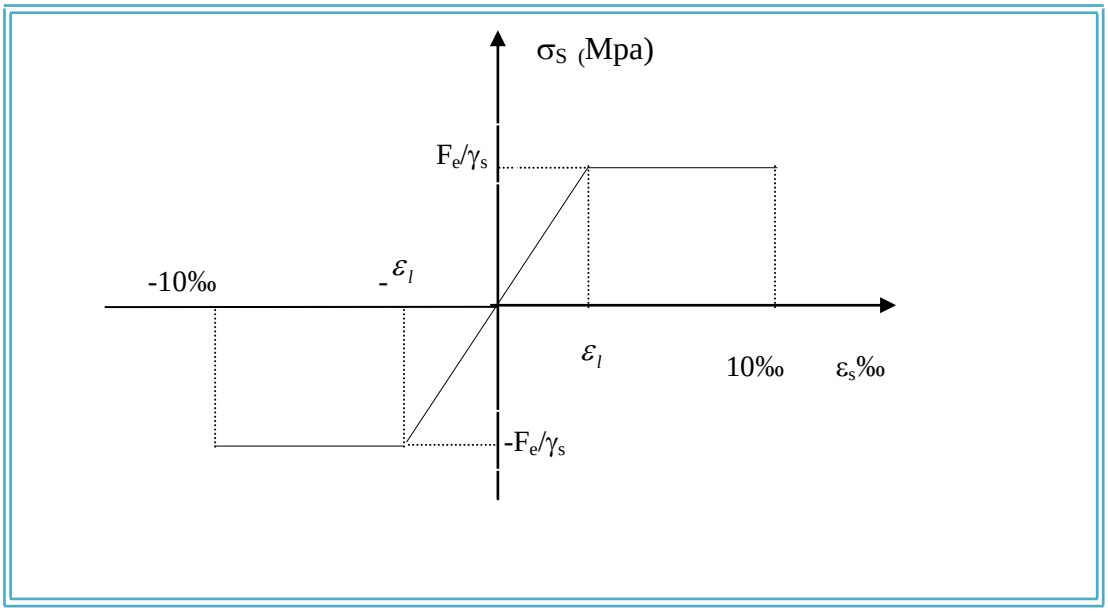


Figure. I.4. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers**.**

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier.

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = S.Fe/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S:

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$=0.6 f_{cj} à l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.4.2.2 E.L.S de contrainte limite de l'acier :

- **Contrainte limite de l'acier :**

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.5.DONNEES DE L'ETUDE :

I.5.1.Donnés architecturales :

Les plans d'architecteur du sous-sol, du rez-de-chaussée et des différents étages l'étage courant Sont représentés sur les figures suivantes :(dans les plans).

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : situation\ durable \\ 18.48\text{MPa} & : situation\ accidentel\ le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & : \text{Fissuration peu nuisible.} \\ 2.5MPa & : \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable.} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les HA.

FeE400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales.

FeE235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversale

Chapitre II :

prédimensionnement

II.1. Introduction :

La phase de pré-dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les planchers .
- les poutres .
- les poteaux .
- les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2 .Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. ils ont pour fonction :

- ✓ Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- ✓ Supporter les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).
Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise les deux formules suivante :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- et $ht \geq L/22.5$

i) Résistance à la flexion :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 410 cm.

- 410⁄20 ≥ ht ≥ 410⁄25 ⇒ 21 cm ≥ ht ≥ 16.8 cm.
- ht ≥ 410⁄22.5 ⇒ ht ≥ 18.66cm

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4).

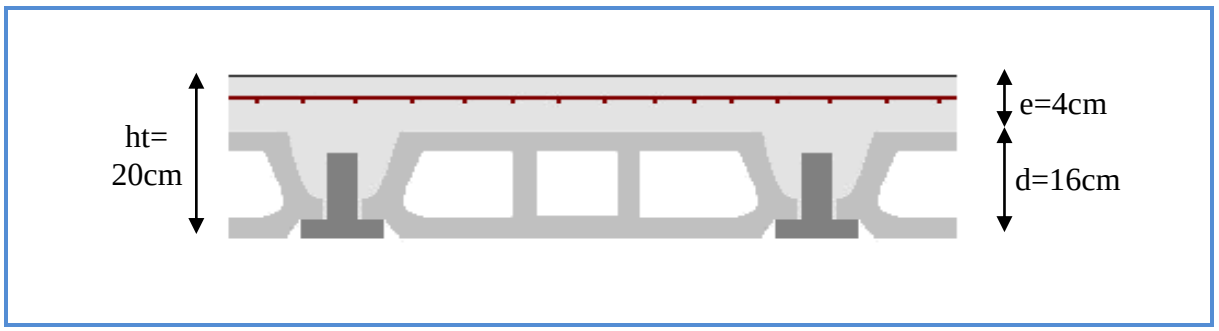


Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps creux

ii) Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- $h_{min} \geq 16$ cm.

D'où on a : 20 cm ≥ 16 cm …….. (condition vérifie).

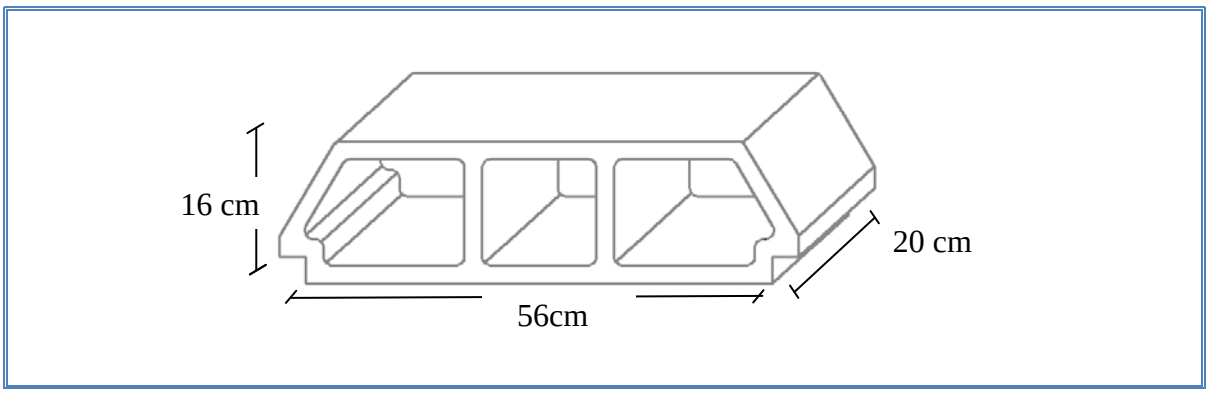


Figure II.2: Dimensions du corps creux

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

i) **Résistance à la flexion :** [CBA 93]

- ⇨ Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/45) \leq h \leq (L\ x\ /40)$
- ⇨ Dalle reposant sur deux appuis : $(Lx / 35) \leq h \leq (Lx / 30)$.

où:

h : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

Dans notre cas, la dalle reposant sur deux appuis a une portée égale a : L x= 4.05m

Donc on a : $11.57\ cm \leq h \leq 13.5cm$

ii) **Sécurité contre l'incendie :** [1]

- Un dalle de (h = 7cm) : pour assurer un coupe - feu d'une heure.
- Un dalle de (h = 11cm) : pour assurer un coupe -feu de deux heures.

iii) **condition d'isolation acoustique:** [1]

- il faut que : $h \geq 15cm$.

- Critère de résistance : $11.57\ cm \leq h \leq 13.5\ cm$
- La sécurité contre l'incendie : h = 11cm.
- Condition d'isolation acoustique : h = 15 cm

➢ **Conclusion :**Pour la dalle plaine on adoptera : **h=15cm.**

iv) **Condition de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f\ max \leq \frac{L\ max}{500}$. Selon : **C.B.A93 :B.6.5.3**

Si $L > 5m \Rightarrow f\ max \leq \frac{L\ max}{1000} + 0.5cm$.

II.3. Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations :

II.3.1 Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : charge permanente du mur simple cloison

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Revêtement extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			G	**1,62**

II.3.1.2. Murs extérieurs (double- cloison) :

Tableau II.2 : charge G permanente du mur double cloison

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
2	Brique creuse	0,10	9	0.90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			G	**2,52**

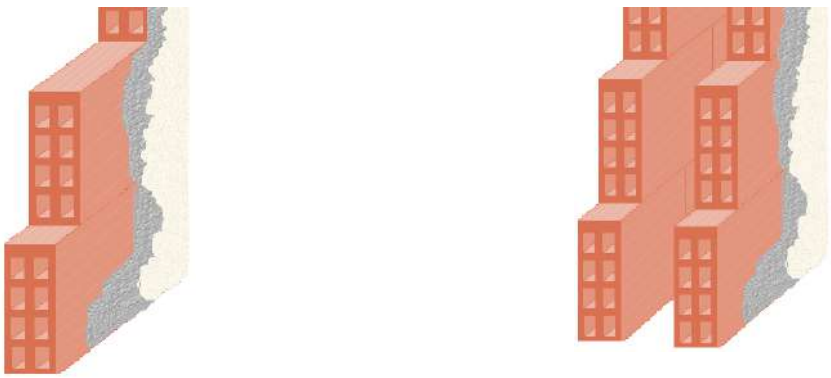


Figure II.3 : mur simple cloison et mur double cloison

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1. Charges permanentes:

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse en corps creux

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé 8 /15	0.05	18.00	0.90
2	Etanchéité multicouche (36S)	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22.00	2,20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège (isolant)	0.04	4.00	0.16
7	par-vapeur	0.01	6.00	0.06
8	Plancher corps creux(16 + 4)	0.16 + 0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente « G »				**6.60**

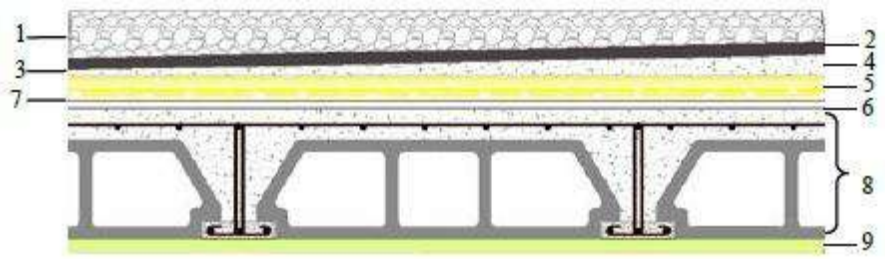


Figure II.4 : composants d'un plancher terrasse en corps creux

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m^2

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1- Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant en corps creux

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher corps creux (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente « G »				**6.00**

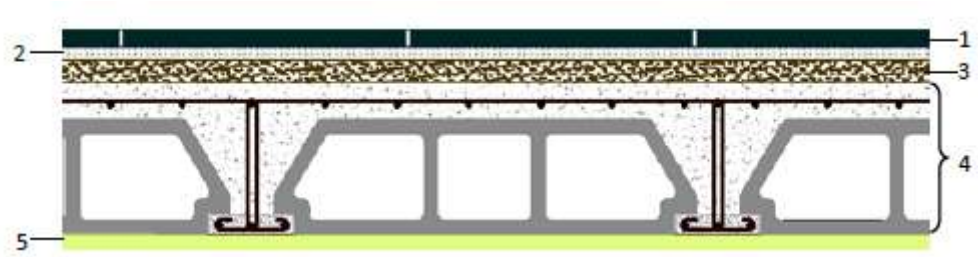


Figure II.5 : composants d'un plancher courant en corps creux

II.3.3.2- charges d'exploitation : [3]

Tableau II.5 : Charges d'exploitation

L'usage	Terrasse inaccessible	Cuisine	Conciergerie	chambre
Q(KN/m^2)	1.00	5.00	1.50	1.50
L'usage	**Salon d'étage**	**Hall**	**Restaurant**	**Cafétéria**
Q(KN/m^2)	1.50	2.50	2.50	2.50

II.3.4. Dalle pleine:

II.3.4.1 Charges permanentes (dalle pleine) :

e ≥ L/10 → e ≥ 175/10 = 17.5cm, on prend e =20 cm…… (B.A.E.L 91*)*

Tableau II.6 : Charges permanentes (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.20	25	05.00
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente «G »				6.58



Figure. II.6. Composants d'un balcon de la terrasse.

II.3.4.2 charges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation $\boldsymbol{Q = 1.5KN/m^2}$

II.3.5. Balcons de l'étage :

Tableau II.7: Charges permanentes dues aux balcons de l'étage

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.60
7	Etanchéité sous carrelage	0.02	-	0.12
Charge permanente « G »				**7.05**

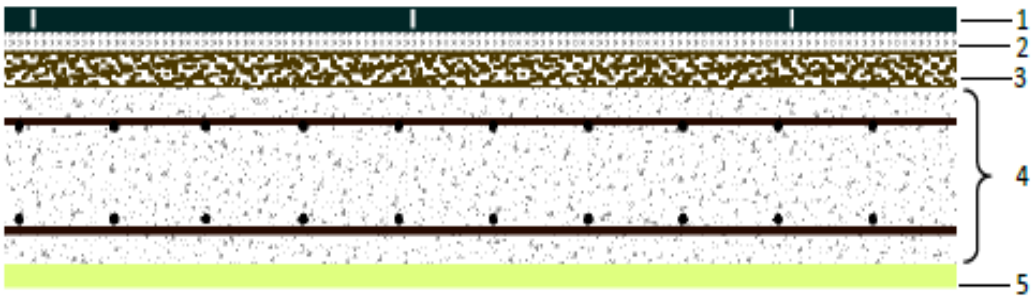


Figure II.7: composants d'un balcon de l'étage

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le règlement (***CBA 93)***, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien ***(RPA99 version 2003)***; elles doivent vérifier aussi la flèche qui s'effectue à l'aide des formules données par la *RDM*.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- ✓ **Selon le (CBA 93):**

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

- ✓ **Selon le(RPA 99 V2003) pour la zone (II a):**

Les dimensions minimales des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

- $h \geq 30$cm.
- $b \geq 20$ cm.
- $h/b \leq 4$.
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$.

✍ Nous choisissons le sens longitudinale (parallèle à X-X) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont(parallèles à Y-Y) pour le bloc.

❖ **Les poutres principales (porteuses) :**

La portée maximale des poutres principales à une longueur de : **L_{max}= 4.75 m.**

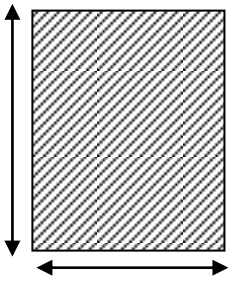
✍ **Selon le CBA 93:**

475/15≤ h ≤ 475/10 ⇒ 31.66cm≤ h ≤ 47.5cm On prend : **h =40 cm**

0.3x40≤ b ≤ 0.7x40 ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On prend : **b =30 cm**

✍ **Vérification Selon le RPA 99 V2003:**

b = 30 > 20 cm ……..(condition vérifié).
h = 40 > 30 cm ……..(condition vérifié).
h/b = 1.33 ≤ 4 …… (condition vérifié).
b_{max}=30cm ≤1.33×40 +30=83.2 cm ……(condition vérifié).



✍ **Condition de rigidité :**

(h/L ≥1/16) ⇒ 40/475≥1/16⇒0.08≥0.0842…… (condition vérifié).

I.4.1.2.Vérification de la flèche :

on vérifier que$F \leq F_{Limite}$

on à $F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$ et $F_{Limite} = \frac{L}{500}$ (CBA93.B6.5.3)

Détermination P total :

Poids propre de la poutre $Gp = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.00 KN/ml$

Poids propre du plancher $G\ plancher = 4.20 \times 6.65 = 27.93 KN/ml$

$Q\ plancher = 1.5 \times 4.20 = 6.3 KN/ml$

$P\ total = (Gp + G\ plancher + Q\ plancher) = 37.23 KN/ml$

- Calcul de la flèche :

$L = 4.75 \leq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq F_{Limite} = \frac{L}{500}$

La flèche de la poutre est calculé comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}; \qquad I = \frac{b \times h^3}{12} = 160000 cm^4$$

$$F = \frac{37.23 \times 4750^4}{348 \times 312500 \times 10^4 \times 300 \times 400^3} \Rightarrow F = 0.46\ cm$$

$$F_{limite} = 0.95\ cm \quad alors \quad F < F_{limite} \quad CV$$

- **Les poutres secondaires (non porteuses):**

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de :**L_{max}= 4,50 m.**

- **Selon le CBA 93:**

450/15≤ h ≤ 450/10 ⇒ 30 ≤ h ≤ 45 On prend : **h=35cm**

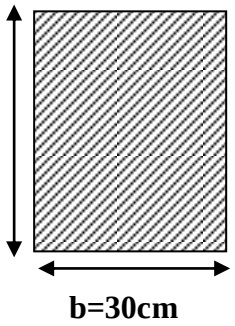
0.3x35≤ b ≤ 0.7x35 ⇒ 10.5≤ b ≤ 24.5 On prend : **b=30cm**

- **Vérification Selon le *RPA 99 V2003*:**

b =30 > 20 cm ……(condition vérifié).

h =35 > 30 cm ……(condition vérifié).

h/b = 1.17 ≤ 4 …… . (condition vérifié).



- **Condition de rigidité :**

(h/L ≥1/16) ⇒ 35/450≥1/16⇒0.077≥0.062……(condition vérifié).

II.4.2.2. vérification de la flèche :

Si $l \leq 5m \Longrightarrow F \leq \frac{L}{500}$

Si $l > 5m \Longrightarrow F \leq \frac{L}{500} + 0.5$ cm

Poids propre de la poutre $Gp = (0.35x0.3x25) = 2.625KN/ml$

Poids propre du plancher $Gplancher = 6.65x(0.65) = 4.32KN/ml$

$Qplancher = (1.5x0.65) = 0.975KN/ml$

Poids total : $ptotal = (Gp + Gplancher + Qplancher) = 7.92KN/ml$

Calcul de la flèche

$l = 4.50 \leq 5m \Longrightarrow F_{limite} = \frac{l}{500} = 0.9cm$

La flèche de la poutre est calculé comme suit :

$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$ $I = \frac{b \times L^3}{12}$ $F \leq F_{limite}$

$$F = \frac{7.92 \times 4500^4}{348 \times 10819 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.35^3} \Longrightarrow F = 0.15cm$$

$F = 0.15cm < F_{limite} = 0.9$ cm CV

Conclusion :

- Poutres principales ……(b x h)=(30x40) cm^2.
- Poutres secondaires……...(b x h)=(30x35) cm^2.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime , en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation et selon le ***C.B.A 93[2]*** pour la majoration des charges permanents, (Nu=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont:

- choix du poteau le plus sollicité .
- calcul de la surface reprise par le poteau .
- détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau .
- détermination de la section du poteaux le plus sollicité a L'ELU et vérifier selon ***RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1].***

On affecte une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

les poteaux sont soumis à la compression simple , donc l'effort normal admissible obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante [1] :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s\, fe}{\gamma_s} \right] \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Avec :

- N_{ult} : Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
- ***Br*** : section réduite du poteau en déduisant de la section réel un centimètre sur toute sa périphérie $Br = (b-2cm)X(h-2\ cm)$ pour les sections carrées et $Br=\pi.(\frac{D-1}{2})^2$ pour les sections circulaires.
- γb=1,50 et γs = 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et ***fe*** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier .
- ***A s*** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($A = \frac{B}{1000}$).
- ***α :*** Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

avec :

λ **:**Elancement d'EULER ($\lambda = \dfrac{L_f}{i}$).

L f=0.7L_0 : Longueur de flambement.

i: rayon de giration($i=\sqrt{\dfrac{I}{B}}$). ; Où:

I :Moment d'inertie de la section .

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

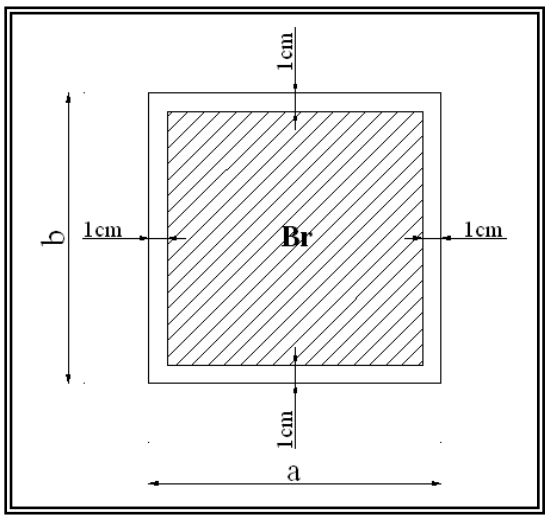


Figure II.8: Section réduite du poteau

***B* :**Surface de la section du béton *(B=a×b).*

avec : (a ;b) :Dimension de la section.

- **Le minimum requis par le *« RPA99 V 2003 »*[1] :**

Pour une zone sismique III, ont doit vérifier les conditions suivantes :

- Min (b_1 , h_1) ≥ 30 cm.
- Min (b_1 , h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicite est (B-2).

II.5.3. Dimensions des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

Min (b1, h1) ≥ 30cm. (En zone II a) .

Tableau II.8 : pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Dimension du poteau	h1 (cm)	30	30	30	35	35	40	40	45	45
	b1 (cm)	30	30	30	35	35	40	40	45	45

II.5.4. Détermination des charges et surcharges :

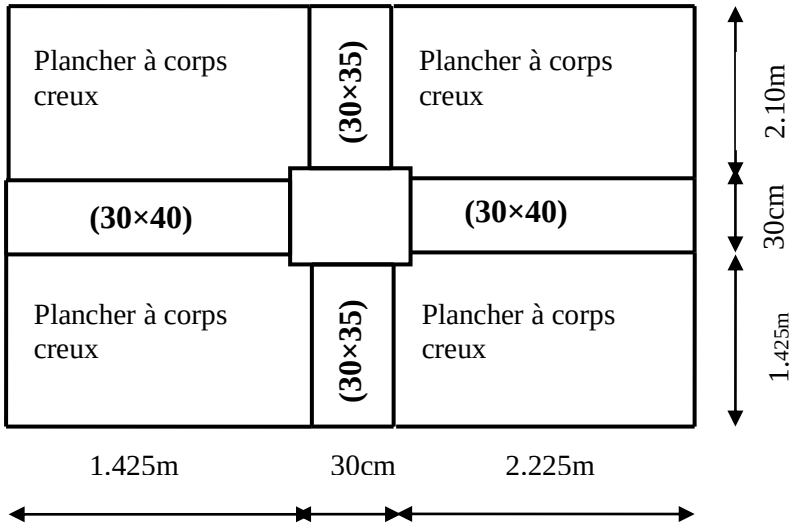


Figure II.9 : les charges et surcharges de poteau de plancher terrasse

Surface du plancher revenant au poteau: Sp= (1.425+2.225)*(1.425 +2.10)=12.87m^2

SP= 12.87m^2

Surface total St= (1.425+2.225+0.3)*(1.425 +2.10+0.3)=15.11m^2

Donc: St= 15.11m^2

- **Lx=2.225+1.425=3.65 ly=1.425+2.10=3.525**

II.5.5.Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.5.1. Charges Permanente :

Tableau II.9 : déterminations NU

étage	Dimension de poteau	Lf (m)	i=b/(√12)	λ	fc28
8	30	2,142	0,08660254	24,7336855	25
7	30	2,142	0,08660254	24,7336855	25
6	30	2,142	0,08660254	24,7336855	25
5	35	2,142	0,1010363	21,2003019	25
4	35	2,142	0,1010363	21,2003019	25
3	40	2,142	0,11547005	18,5502641	25
2	40	2,142	0,11547005	18,5502641	25
1	45	2,142	0,12990381	16,4891237	25
RDC	45	2,856	0,12990381	21,9854983	25

B(cm2)	Br(cm2)	AS(cm2)	A	NU(MN)	NU(kN)
900	784	0,9	0,7728127	1,14620195	1146,20195
900	784	0,9	0,7728127	1,14620195	1146,20195
900	784	0,9	0,7728127	1,14620195	1146,20195
1225	1089	1,225	0,791891	1,63072163	1630,72163
1225	1089	1,225	0,791891	1,63072163	1630,72163
1600	1444	1,6	0,80478584	2,19684504	2196,84504
1600	1444	1,6	0,80478584	2,19684504	2196,84504
2025	1849	2,025	0,8138719	2,84408257	2844,08257
2025	1849	2,025	0,78782759	2,75307048	2753,07048

II.5.5.2 Détermination des charges et surcharge :

* Poids propre des poutres :

Poutres principales : Gpp=25*b*h*(lx-0.3)

Poutres secondaire : Gps=25*b*h*(ly -0.3)

D'où le poids des poutres : GP= Gpp+ Gps

* Poids des planchers : Gpl=G*SP

* Poids propre des poteaux :

Gpot=b*h*L*25

G(KN)= Gpp+ Gps+ Gpl+ Gpot

Gcum(KN)=

*8eme étage : G0

*7eme étage: G0+G1

*6eme étage: G0+G1+G2

*5eme étage : G0+G1+G2+G3

*4eme étage: G0+G1+G2+G3+G4

*3eme étage: G0+G1+G2+G3+G4+G5

*2eme étage: G0+G1+G2+G3+G4+G5+G6

*1eme étage : G0+G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7

* RDC : G0+G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7+G8

Tableau II.10 : déterminations les charge permanente

étage	Gplancher(KN)	Gpoteau(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)
8	84,942	6,885	10,95	9,253125
7	77,22	6,885	10,95	9,253125
6	77,22	6,885	10,95	9,253125
5	77,22	9,37125	10,95	9,253125
4	77,22	9,37125	10,95	9,253125
3	77,22	12,24	10,95	9,253125
2	77,22	12,24	10,95	9,253125
1	77,22	15,49125	10,95	9,253125
RDC	77,22	20,655	10,95	9,253125

G(KN)	Gum(KN)
112,030125	112,030125
104,308125	216,33825
104,308125	320,646375
106,794375	427,44075
106,794375	534,235125
109,663125	643,89825
109,663125	753,561375
112,914375	866,47575
118,078125	984,553875

II.5.5.3. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (*Q* : Charge d'exploitation).

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + Q3 \dots\dots\dots\dots\dots + Qn)$. Donnée par **«*BAEL91 modifié99* ».**

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1 , Q_2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Les surcharges des planchers sont différentes :

Tableau II.11 : détermination **Qcum (kN)**

Etage		Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
8	Q0	15,11	0		15,11
7	Q1	22,665	1	1	37,775
6	Q2	22,665	2	0,95	58,1735
5	Q3	22,665	3	0,9	76,3055
4	Q4	22,665	4	0,85	92,171
3	Q5	22,665	5	0,8	105,77
2	Q6	22,665	6	0,75	117,1025
1	Q7	22,665	7	0,71428571	128,435
Rdc	Q8	22.665	8	0,6875	139.77

Tableau II.12: Tableau des surcharges d'exploitation

Niveau	Dégression	Qcumulée (kN/m²)
Sous la terrasse	Q_0	**15,11**
Sous le 7eme étage	$(Q_0 + Q_1)$	**37,775**
Sous le 6eme étage	$Q_0 + \mathbf{0,95}(Q_1 + Q_2)$	**58,1735**
Sous le 5eme étage	$Q_0 + \mathbf{0,90}(Q_1 + \ldots + Q_3)$	**76,3055**
Sous le 4eme étage	$Q_0 + \mathbf{0,85}(Q_1 + \ldots + Q_4)$	**92,171**
Sous le 3eme étage	$Q_0 + \mathbf{0,80}(Q_1 + \ldots + Q_5)$	**105,77**
Sous le 2eme étage	$Q_0 + \mathbf{0,75}(Q_1 + \ldots + Q_6)$	**117,1025**
Sous le 1ere étage	$Q_0 + \mathbf{0,71}(Q_1 + \ldots + Q_7)$	**128,435**
Sous le RDC	$Q_0 + \mathbf{0,687}(Q_1 + \ldots + Q_8)$	**139.77**

II.5.5.4. Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

Tableau II-13: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

N I V	Aire de plancher (m^2)	Eléments	Dimensions (m)			Charge de l'étage (KN)		Charge cumulé (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)
			h	b	L	G	Qcum	Gcum		
8	15.11	Plancher	-	-	-	84.94			174,77	192,25
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.30	0.30	3.06	6,885				
		Total				112,030125	**15.11**	112,030		
7	15.11	Plancher	-	-		77.22			337,07	370,78
		Poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.30	0.30	3.06	6,885				
		Total				104,308125	**37,775**	216,338		
6	15.11	Plancher	-	-		77.22			495,98	545,58
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.30	0.30	3.06	6,885				
		Total				104,308125	**58,1735**	320,646		
5	15.11	Plancher	-	-		77.22			654,84	720,32
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.35	0.35	3.06	9,37125				
		Total				106,794375	**76,3055**	427,440		
4	15.11	Plancher	-	-		77.22			810,304	891,33
		Poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.35	0.35	3.06	9,37125				
		Total				106,794375	**92,171**	534,235		
3	15.11	Plancher	-	-		77.22			966,238	1062,86
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.40	0.40	3.06	12,24				
		Total				109,663125	**105,77**	643,898		

2	15.11	Plancher	-	-		77.22			1118,77	1230,69
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.40	0.40	3.06	12,24				
		Total				109,663125	**117,1025**	753,561		
1	15.11	Plancher	-	-		77.22			1275,69	1403,26
		Poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.45	0.45	3.06	15,49125				
		Total				112,914375	**128,435**	866,475		
RDC	15.11	Plancher	-	-		77.22			1478,54	1538,40
		poutre P	0.4	0.3	3.65	10,95				
		poutre S	0.35	0.3	3.525	9.25				
		Poteau	0.45	0.45	4.08	20,655				
		Total				118,078125	**139.77**	984,553		

II.5.5.5. vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$) :

Tableau II.14 : vérifications du ***(1.1Nu ≤ $\overline{N}u$)***

N°	Dimension (cm^2)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}u$ (KN)	$1.1Nu \leq \overline{N}_u$
8	(30 x30)	192,25	1146,20	**C.V**
7	(30 x30)	370,78	1146,20	**C.V**
6	(30x30)	545,58	1146,20	**C.V**
5	(35x35)	720,32	1630,72	**C.V**
4	(35x35)	891,33	1630,72	**C.V**
3	(40x40)	1062,86	2196,84	**C.V**
2	(40x40)	1230,69	2196,84	**C.V**
1	(45x45)	1403,26	2844,08	**C.V**
RDC	(45x45)	1538,40	2753,07	**C.V**

II.5.6. Vérification selon le RPA99v2003 :

-Le pré dimenssionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone IIa

Le règlement préconise :

Tableau II.15 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 25 cm	**C.V**
Min (b, h)≥ h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) =(408-40)/20=18.40cm	**C.V**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**C.V**

Conclusion : Toutes les conditions de ***RPA99V(*2003)** sont vérifiées.

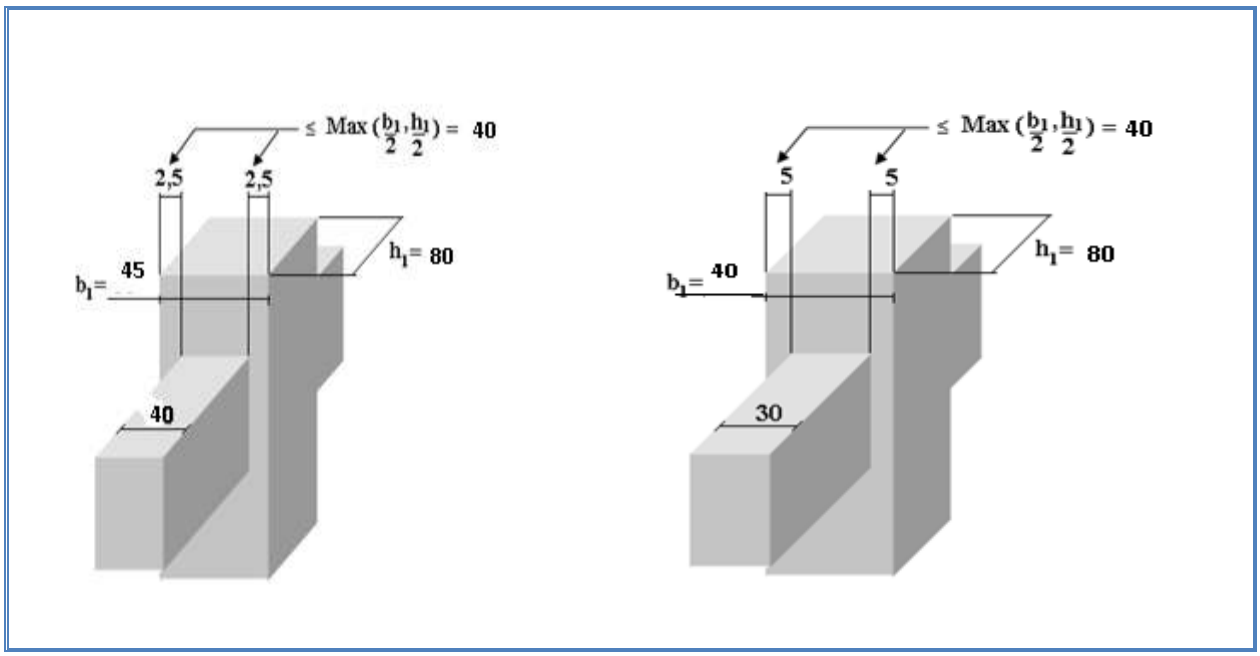


Figure II.10 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6 . Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a.

Le **RPA99 version 2003**, exige une épaisseur minimale de15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

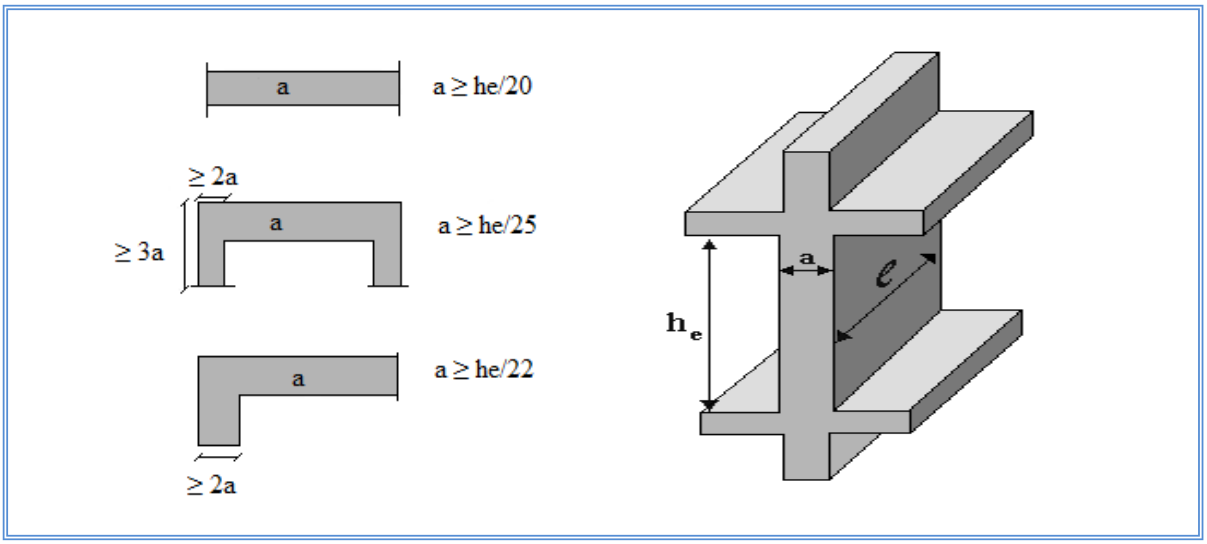


Figure. II.11. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D

he= 4.08-0.35=3.73m. (RDC)

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 14.92 cm;16.95 cm;18.65 cm)

a ≥18.65 cm On a_{dopte} : a =20 cm

- he= 3.06-0.35=2.71m. (étages courante)

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 10.84 cm;12.31 cm;13.55 cm)
a ≥15 cm

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Constantine, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

Conclusion : On adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20$ cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectue le calcul dynamique.

Chapitre III :

Clacul Des Elements Secondaires

Introduction:

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifies sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

III. 1. L'acrotère :

III. 1.1. Définition :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé entourant le plancher terrasse, son rôle est la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivants la ligne de jonction entre l'acrotère et le plancher terrasse.

III. 1.2. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme un système isostatique assimilé à une console de 10 cm de largeur, encastrée au niveau du plancher terrasse et soumise à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante ***Q=1kN/ml.***

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et60cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'acrotère est exposé aux intempéries.

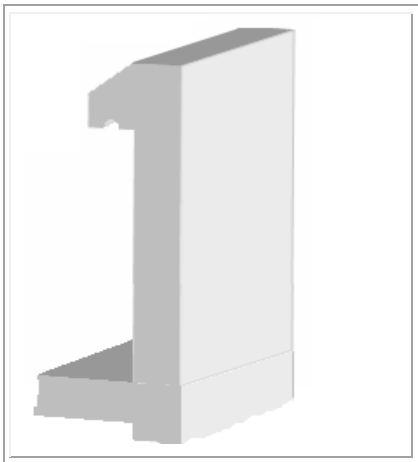


Figure III.1 : L'acrotère

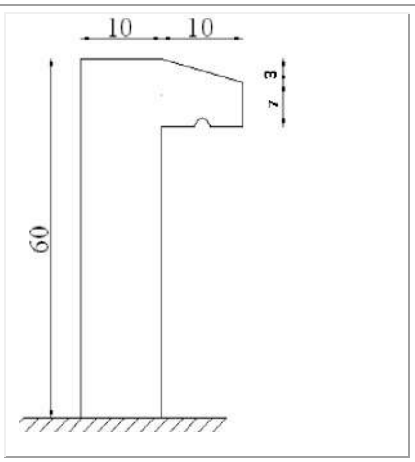


Figure III.2 : dimensions de l'acrotère

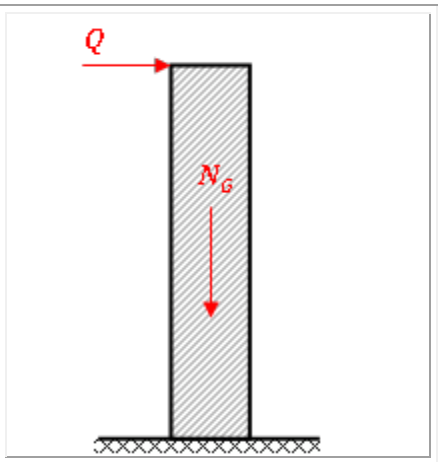


Figure III.3 : les charges sur l'acrotère

III. 1.3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III.1 : Les charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge Permanente « G »	$[(0.6\times0.1) + (0.07\times0.1) + (0.1\times(\frac{0.03}{2})]\times25\times1=$ **1.712[KN/ml]**
Charge d'exploitation « Q »	Q = **1.00 [KN/ml]**

III. 1.4. Détermination des efforts :

Tableau III.2: Les efforts sur l'acrotère

Cas	E.L.U	E.L.S
Effort normal (KN)	**Nu** =1,35 × G= 1.35×1.712=2.311	$\mathbf{N_{ser}}$ =G = 1.712
Moment d'encastrement (kN.m)	**Mu=** 1,5 × Q × h=1.5×1×0.6=0.9	$\mathbf{M_{ser}}$ =Q × h = 0.6
Effort tranchant (kN)	**Tu** =1,5 × Q = 1.5×1=1.5	**Tser=Q** = 1

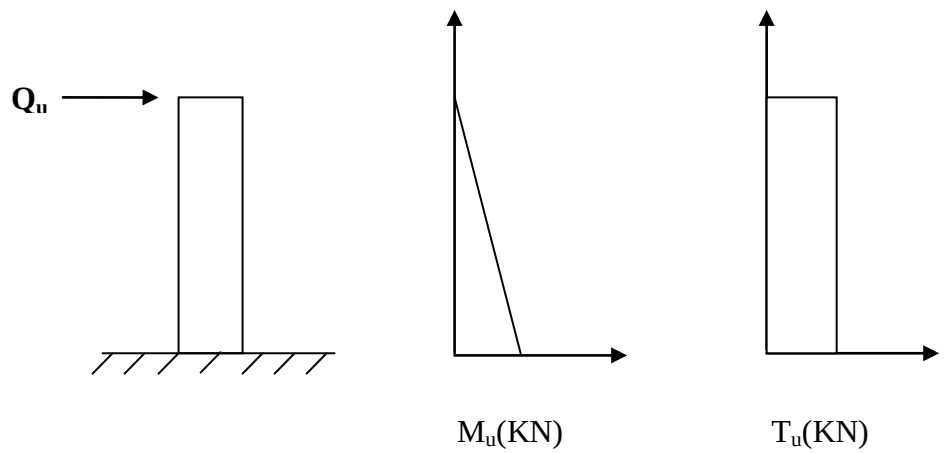


Figure. III.4 : *Les* diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal

III. 1.5. Ferraillage de l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Données : h =10 cm; b =100 cm; e=02cm; d =h-e-∅/2 =7,5(cm); c = c'=2,5 cm;

fc28=25MPa σ_{bc}=14,2MPa; fe=400MPa; d=7,5cm.

III. 1.5. 1. Etat Limite Ultime :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0{,}900}{2.311} = 38.94cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$ Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la **flexion simple** en équilibrant le moment fictif M_f.

❖ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$M_f = N \times e$

e: distance entre le point d'application de **N** et le centre des armatures tendues.

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ **e** = 0,414 m

M_f = N x **e** ⇒ M_f = 0,958 kN.m

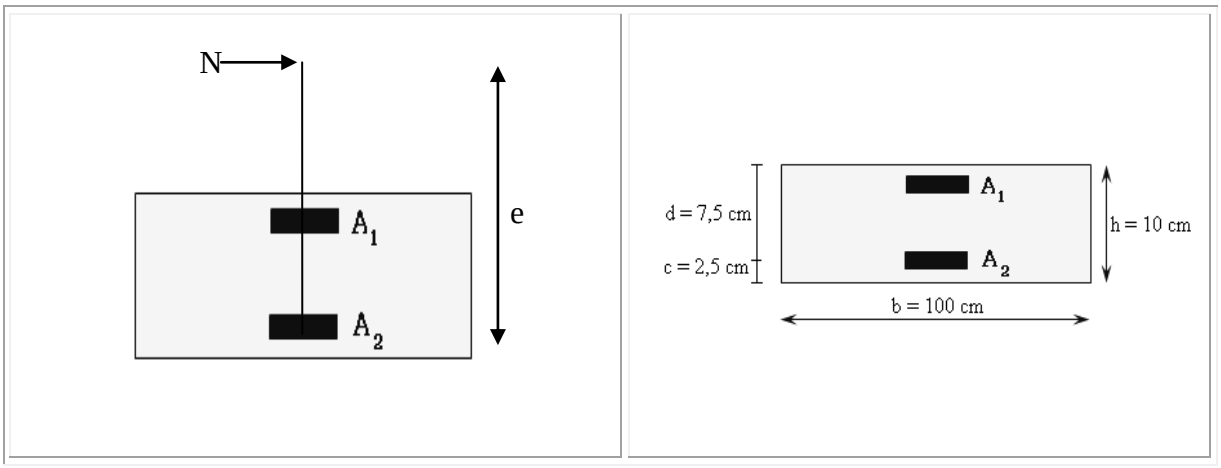


Figure III-5 : Section de B.A à l'E.L.U

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}370 \text{ cm}^2.$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}303\ cm^2$.

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.303\,cm^2 \\ A' = 0\,cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.302\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2,01 cm².**

❖ **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \le A_r \le 1.005$

Donc, on prendra : **A_r = 4HA8 = 2,01 cm²**

❖ **Espacement :**

$St = \frac{100}{4} = 25\ cm \le S_{min}$ = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm. (C.V)

$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\ cm \le S_{min}$ = min [4h=40 cm ; 45 cm] = 40 cm. (C.V)

III. 1.5. 2 Vérification à l'état limite de service:

Données: N_{ser} = 1.712 kN
M_{ser} = 0.6kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6 \times 10^2}{1.712} = 35{,}05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\,cm < e_0 = 35{,}05\,cm$

Egalement, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15(A + A') \Rightarrow B_o = 1030,15 cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A c + A'.d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5,073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4.927$ cm.

$I_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8516.25 cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.677$ cm.

Donc: $e_0 = 35,05cm \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1,677$ cm.

Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où :

$\sigma_b = k.y_1$ Avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" Tels que:

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **$C = h/2 - e_0 = -30,05cm < 0$**".

✓ <u>Application numérique :</u>

$$\begin{cases} p = -2641,08 cm^2 \\ q = +51719,75 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641,08 y_2 + 51719,75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5,43x10^8 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,990 \Rightarrow \varphi = 171,89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59,34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation "*" sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -59.27\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 27.21\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 32.06\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\,2} + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right] = 36.48 cm^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ (\text{N/mm}^3)$$

Donc :

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa} \quad \cdots\cdots \textbf{(c.v).}$$

Et : $\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\ \text{MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ \text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ \text{MPa}\right] = 201.633\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 38.62\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa} \quad \textbf{……. (c.v).}$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III. 1.6 Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III. 1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$ telles que :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée en fonction de l'inclinaison des armatures transversales. Le préjudice de la fissuration devra aussi être considérée.

Comme pour le calcul de l'acrotère, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte est donnée par :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,\text{MPa}\right] = 2{,}5\,\text{MPa}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5\text{x}10^3}{1000\text{x}75}$ = 0,02 MPa < $\overline{\tau_u}$ =2.5 MPa .donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ (C.V)

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 1.8 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculée sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3:RPA99 VERSION2003*).
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III).
- C_p: facteur de force horizontal, (*R.P.A tab. 6.1)*.
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1{,}369\,\text{KN}$

$F_p = 1{,}369\,\text{KN} < T = 1{,}5\,\text{KN}$ ..... (Condition vérifiée)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

III. 1.9 Plan de ferraillage de l'acrotère:

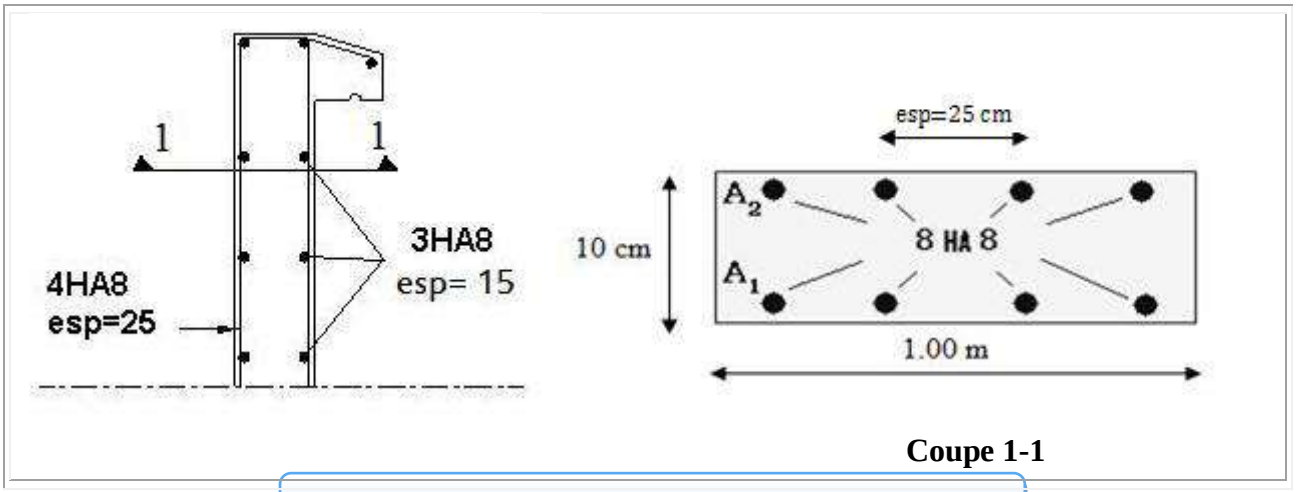


Figure III-6 : Schéma de Ferraillage de l'acrotère

III. 2. Les escaliers :

III. 2.1. Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet, il y a trois types d'escaliers comme on a indiqué sur le chapitre I.

❖ **1er type d'escalier : (Escalier à deux volées) :**

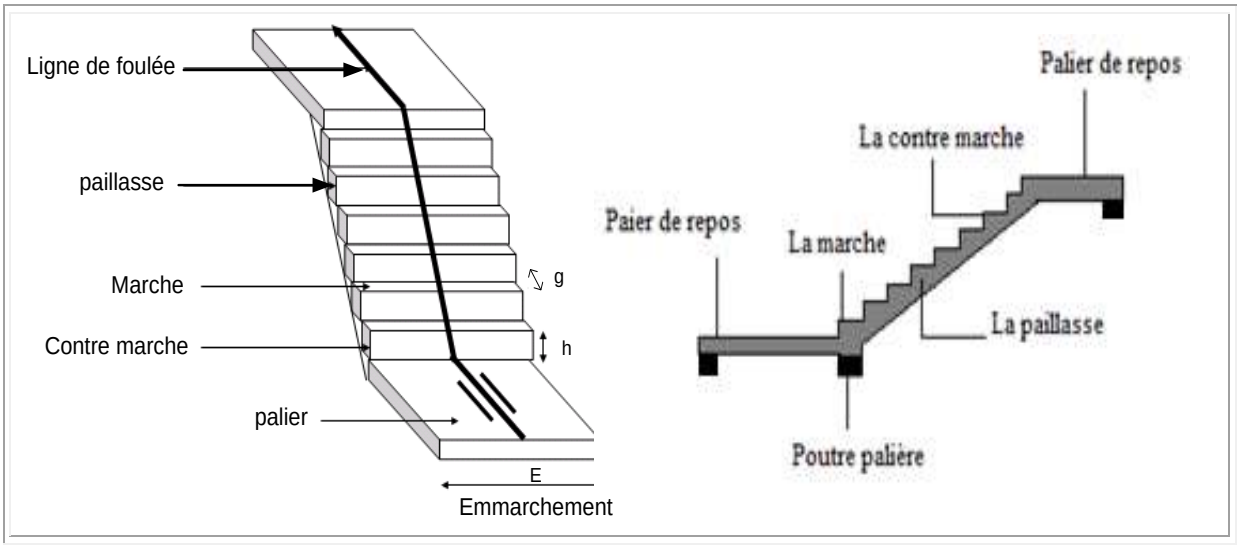


Figure III.7 : Représentation et coupe d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III. 2.2. Dimensionnement des éléments d'un escalier:

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: $60\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$

Ce type d'escalier porte deux paillasses avec palier intermédiaire.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Avec : n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

On pose : $x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$$

Pour la formule générale: $60\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend $g + 2h = 64\,cm$

$$64.n^2 - (64 + 2\times153 + 270).n + 2\times153 = 0$$

$$64n^2 - 640.n + 306 = 0$$

La résolution de l'équation donne :

n_1= 9.50 ; n_2=0.50…….. (Refusé).

On adopte : n = **10**, $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15.30\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30.00\,cm$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

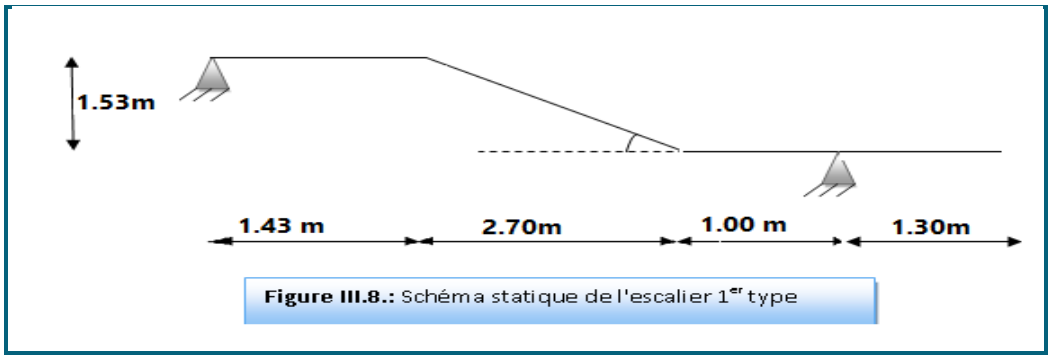


Figure III.8.: Schéma statique de l'escalier 1er type

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$60\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 64\,cm$ la formule est bien vérifiée.

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":** $tg\,\alpha = H/L = 153/270 = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 29{,}54} = 310{,}34\,cm \Rightarrow L_{total} = 310{,}34 + 143 = 453{,}34\,cm$$

III. 2.3 Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé en fonction de la longueur

L = 453,34cm

On choisit **: $e_{palier} = e_{paillasse}$ = 18cm**.

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)

1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				**5.49**

III. 2.4 Evaluation des charges et surcharges:

III. 2.4.1 Charges permanentes du palier:

Tableau III.3. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier

III.2.4.2 Charges permanentes de la paillasse :

Tableau III.4. Charges permanentes de la paillasse de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.18/ cos α	25	5.17
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				**9.035**

III. 2.4.3 Surcharge d'exploitation :

$Q = 2.50\ KN/m^2$ …….. (Escalier étage habitation).

III. 2.4.4 Détermination des sollicitations:

- ✓ A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- ✓ A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.5 .Combinaison des charges pour l'escalier intérieur

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.49	2.50	11.16	7.99
Paillasse	9.035	2.50	15.95	11.53

charge concentré :

G mure = 2.52 = 2.52*1.35=3.402 KN/m^2 (ultime)
G mure= 2.52*1=2.52 KN/m^2(service)

III.2.4.5 Détermination des efforts:

➢ A l'E.L.U:

Le calcul se fait par un mètre de largeur.
Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 31,25 KN
R_B = 62.02 KN

✓ Effort tranchant :

Pour **0 ≤ x ≤ 1.43 m:** $T(x) = Ra - 11.16x$

T (0) = 31.25 KN ; T (1.43) = 15.29KN

Pour **1.43 ≤ x ≤ 4.13 m:** $T(x) = Ra - 11.16(1.43) - 15.95*(x - 1.43)$

T (1.43) =15.29 KN ; T (4.13) = -57.90KN

Pour **0 ≤ x ≤ 0.425 m:** $T(x) = 11.16x$

T (0) = 0 KN ; T (0.425) = 4.743KN

Pour **0 ≤ x ≤ 0.875 m:** $T(x) = Ra * x + 3.4$

T (0) = 8.143 KN ; T (0.875) = 17.90KN

Pour **0 ≤ x ≤ 1m:** $T(x) = -Rb + 3.4 - 11.16(x + 1.3)$

T (0) = -44.107 KN ; T (1) = -3.88KN

✓ Moment fléchissant:

Pour **0 ≤ x ≤ 1.43 m:** $M(x) = Ra * x - 11.16\frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (1.43) = 33.28 KN.m

Pour **1.43 ≤ x ≤ 4.13 m:** $M(x) = Ra * x - 11.16 * 1.43(x - \frac{1.43}{2}) - 15.95(x - 1.43)^2 / 2$

M (1.43) = 33.28 KN.m ; M (4.13) = 16.42 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 0.425 m:** $M(x) = -11.16 * \frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (0.425) = -1.007 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 0.875 m:** $M(x) = -3.4 * x - 11.16(0.425 + x^2) / 2$

M (0) = -1.007 KN.m ; M (0.875) = -12.41 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 1 m:** $M(x) = Rb * x - 3.4(x + 0.875) - 11.16(1.3 + x)^2 / 2$

M (0) = -12.41 KN.m ; M (1) = 46.20 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 1.43 m ≤ x ≤ 4.13 m.

$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow Ra - 11.16 * 1.43 - 15.95 * x \Rightarrow x = 0.958m$

D'où: $M_{max} = M(x = 0.958) = 40.60KN.m$

$M_{travee} = 0.85Mmax = 34.51KN.m$

$M_{travee} = 0.5Mmax = 20.21KN.m$

Tu	X	M max	Mt max	Ma max
62,01530124	0,958583063	40,59896426	34,50911962	20,29948213

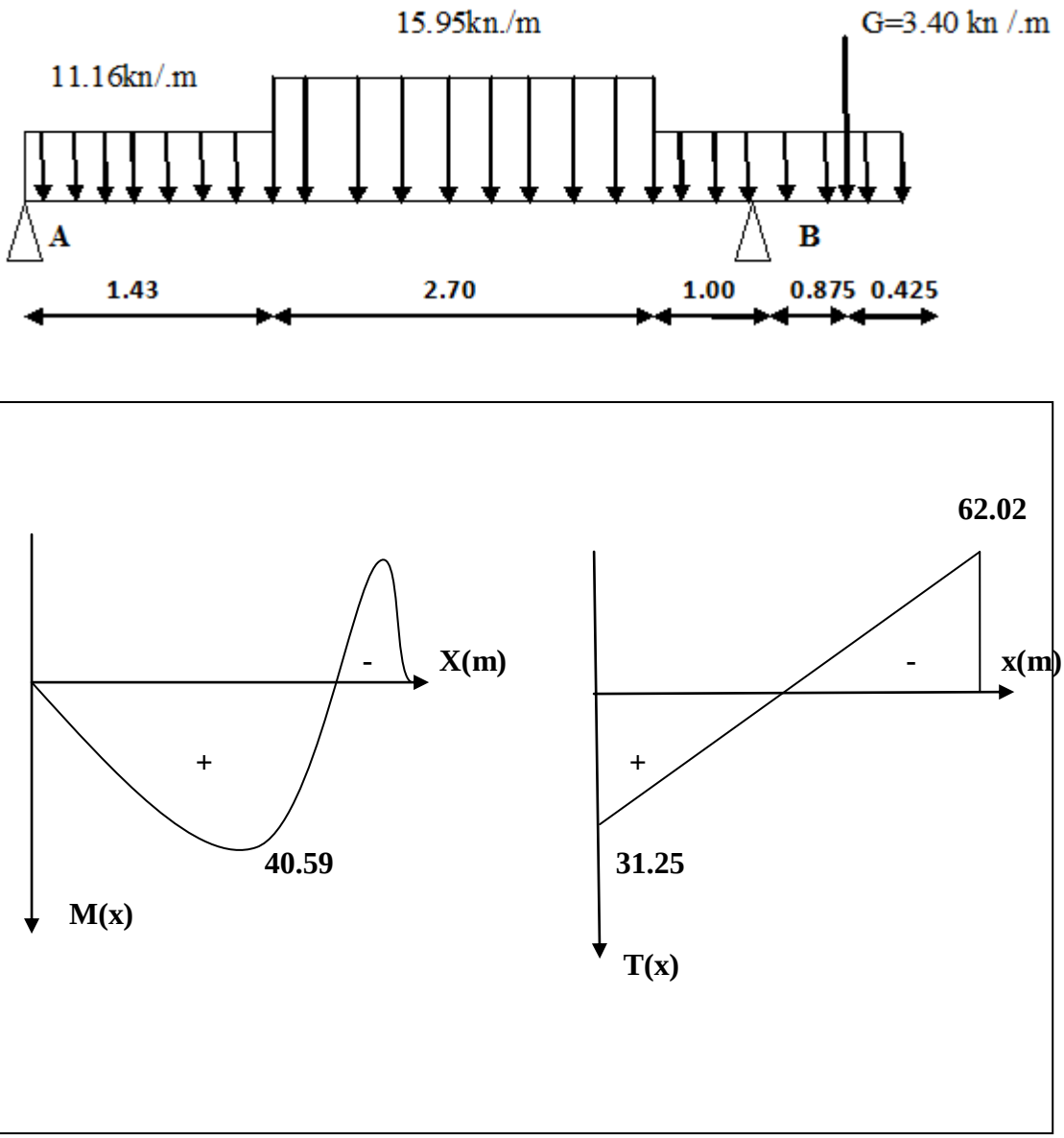


Figure III.9. Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

➢ A l'E.L.S :

Le calcul se fait par un mètre de largeur.
Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 22.48 KN
R_B = 44.82 KN

✓ Effort tranchant :

Pour **0 ≤ x ≤ 1.43 m:** $T(x) = Ra - 7.99x$

T (0) = 22.48 KN ; T (1.43) = 11.05KN

Pour **1.43 ≤ x ≤ 4.13 m:** $T(x) = Ra - 7.99(1.43) - 11.53*(x - 1.43)$

T (1.43) = 11.05 KN ; T (4.13) = -20.07KN

Pour **0 ≤ x ≤ 0.425 m:** $T(x) = 7.99x$

T (0) = 0 KN ; T (0.425) = 3.39KN

Pour **0 ≤ x ≤ 0.875 m:** $T(x) = 2.52 + 7.99(0.425 + x)$

T (0) = 5.91 KN ; T (0.875) = 12.907KN

Pour **0 ≤ x ≤ 1m:** $T(x) = Rb + 2.52 + 7.99(x + 1.3)$

T (0) = -31.91KN ; T (1) = -23.923KN

Moment fléchissant:

Pour **0 ≤ x ≤ 1.43 m:** $M(x) = Ra * x - 7.99\frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (1.43) = 23.97 KN.m

Pour **1.43 ≤ x ≤ 4.13 m:** $M(x) = Ra * x - 7.99 * 1.43(x - \frac{1.43}{2}) - 11.53(x - 1.43)^2 / 2$

M (1.43) = 23.97KN.m ; M (4.13) = 11.81 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 0.425 m:** $M(x) = -7.99 * \frac{x^2}{2}$

M (0) = 0 KN.m ; M (0.425) -0.72 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 0.875 m:** $M(x) = -2.52 * x - 7.99(0.425 + x^2) / 2$

M (0) = -0.72 KN.m ; M (0.875) = -8.95 KN.m

Pour **0 ≤ x ≤ 1 m:** $M(x) = Rb * x - 2.52(x + 0.875) - 7.99(1.3 + x)^2 / 2$

M (0) = -8.95 KN.m ; M (1) = 18.96 KN.m

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 2.7 m ≤ x ≤ 4.13 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 27.54 - 11.53x = 0 \Rightarrow x = 2.39m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.39) = 29.273KN.m$

$M_{travee} = 0.85Mmax = 24.88KN.m$

$M_{travee} = 0.5Mmax = 14.638KN.m$

Ra	RB	Tu	x	M max	Mt max	Ma max
22,50	44,82	44,82	2.39	29,273	24,88	14,63

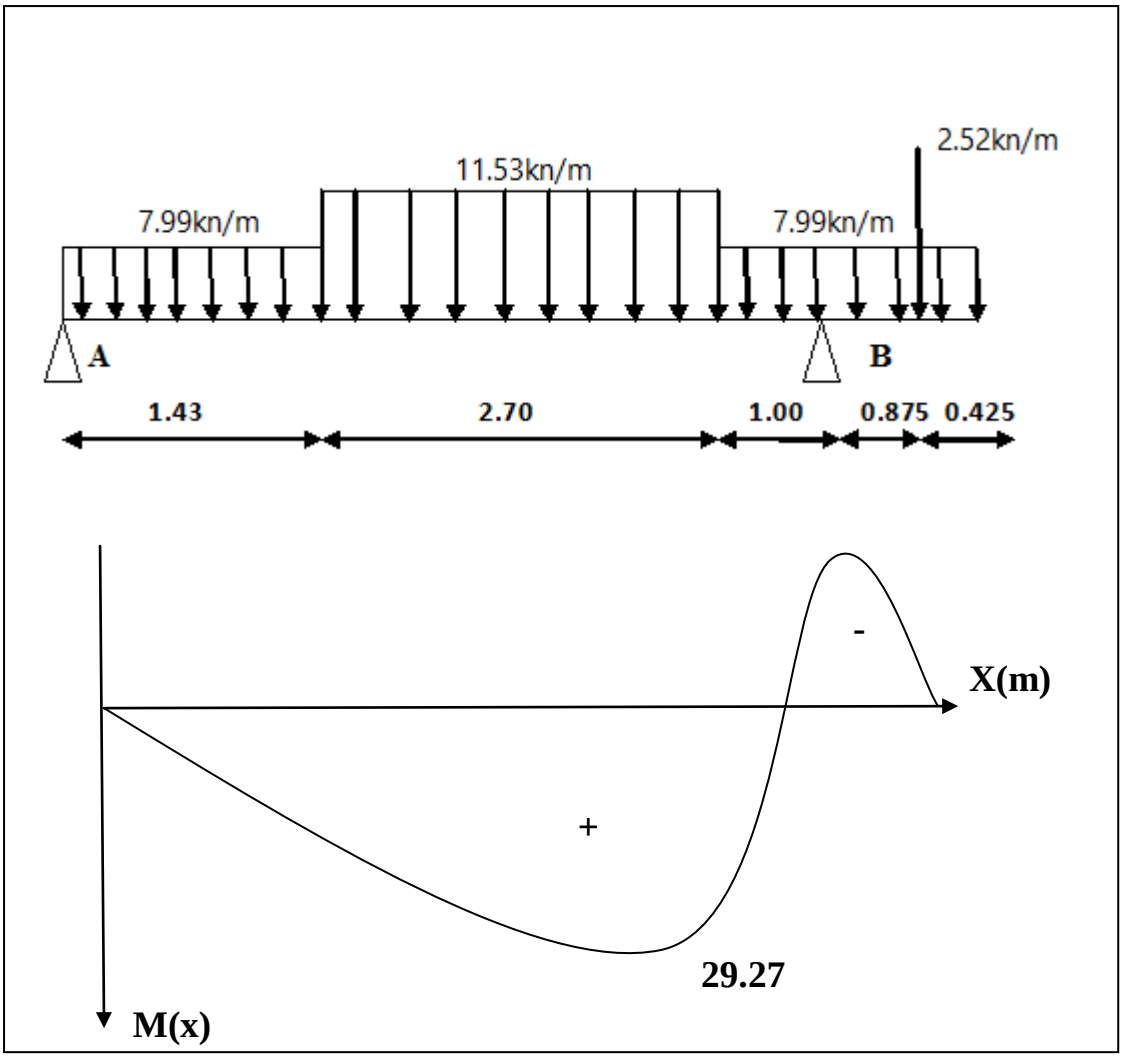


Figure III.10. Diagramme des moments de l'escalier a ELS

III. 2.5 Ferraillage des escaliers :

Remarque : Pour le ferraillage de tous les escaliers droits, on prend le cas le plus sollicité les appuis sont considérée comme semi encastrés.

Tableau.III.6. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	d=15.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

	Moment en travée (KN .m)	Moment au appui (KN .m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	34,51	20,30	62,02
E.L.S	24,88	14,64	

III. 2.5.1 Les armatures principales:

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.7. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	**μ**	**B**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**A_{min}(cm^2)**	**A_{adopt}(cm^2)**
En travée	34.51	0,101	0,947	6.76	0	1.80	8HA12= 9.05
En appuis	20.30	0,059	0,969	3.883	0	1.80	6HA12= 6.78

✓ Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{Bh}{1000}$

En travées: $A = 6.76\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ …….. **(c.v)**

En appuis: $A = 03.883cm^2 \geq A_{min} = 1.80\,cm^2$ ……. **(c.v)**

L'espacement :

Tableau.III.8. Calcul des espacement

nombre de barre	b cm	h cm	St=cm	St max cm	St min cm	st min≤st	st≤st max
8	100	18	12,5	33	2,5	cv	cv

✓ Les armatures de répartition:

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26\,cm^2$ on adopte: **5Φ 8 = 2,31 cm².**

En appuis: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70\,cm^2$ on adopte: **4Φ 8 = 2,01 cm².**

✓ Vérification de l'espacement:

- Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = \frac{100}{8} = 12{,}50cm < Min[3h = 45cm\,;33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

Sur appuis: $S_t = \frac{100}{6} = 16.67cm < Min[3h = 45cm\,;33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

- Pour les armatures de répartitions:

En travées: $St = 16cm < Min[4h = 60\,cm\,;45\,cm] = 45\,cm$ ……..…… (c.v).

Sur appuis: $St = 25cm < Min[4h = 60cm\,;45\,cm] = 45\,cm$ …. ……. (c.v)

✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{62.02 \times 10^3}{1000 \times 155} = 0{,}400\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0{,}400 MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

2.5.2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la Condition de béton: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa \; ; \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

$$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \qquad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.9.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	M_{ser}*(KN.m)*	A_s *(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc}*(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	24.88	9.05	5.27	19085.40	6,870	Vérifiée
Appui	14.64	6.78	4.69	7545,75	5,55	Vérifiée

III. 2.5.3 Vérification de la flèche:

Tableau.III.10 : vérification de la flèche

L cm	h cm	Mt	M x	A	b	d	fe
513	18	38,431	45,213	9,05	100	15,5	400

h/L	Mt/(20,M0)	A/b,d	2/fe	h/L>Mt/20,M0	A/b,d≤2/fe
0,035	0,042499945	0,00583871	0,005	cnv	cnv

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{18}{513} = 0{,}0351 \geq \frac{24.88}{20 \times 45.213} = 0.042$ ..... **(c.n.v).**

2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9.05}{100 \times 15.5} = 0.0058 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ ..... **(c.n.v).**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche :**

Tableau.III.11 : vérification de la flèche

L m	ß	L cm	h cm	d cm	c cm	A travée	b cm	M ser	ftj Mpa
5,13	0,866	513	18	15,5	2,5	9.05	100	30	2,1

f barr cm	y cm	i0 cm4	бs Mpa	ρ	U	λi	λv	ifi cm4
1,01	10,085	54699,2957	246,96	0,0058	0,53	3,6	1,44	20629,44
ifv cm4	Ei (Mpa)	Ev (Mpa)	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
34058,05	32164,19	10721,4	11,9	21,62	0,97	9,72	10,13	cv

$$M_{ser} = 30kN.m, \qquad A = 9.05cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0058 \rightarrow \beta = 0{,}881$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 246.96MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}};0\right] = 0{,}53$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3{,}6 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}4$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 10{,}085\,cm$$

Ei = 11000 = 32164.2MPa; Ev = 1/3 Ei = 10721.4MPa

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A(d-y)^2 = 54699.29\,cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 20629.44\,cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 11.9\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 34058.05\,cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 21.62\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 21.62 - 11.9 = 9.72\,mm = 0{,}972cm < \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{513}{500} = 1.026(cm)$$

Donc la condition de la flèche est vérifie.

III.2.6- Calcul de la poutre palière :

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

La longueur de la poutre: L = 3.20m

III.2.6.1. Pré dimensionnement :

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

2) $0.3h \leq b \leq 0.7h$

3) $\frac{h}{b} \leq 4$`

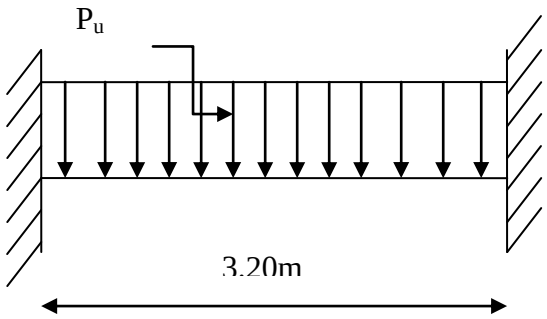


Fig III.11 poutre palière

Tableau III.12.de vérification de règlement

poutres palières	
Conditions de résistance	L max= 3.20m ⇒ 21.33cm ≤ h ≤ 32cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0937) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30 cm ; b = 25 cm

Donc on à une poutre de dimensions (b x h) = (25 x 30) cm²

III.2.6.2. Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière):

L=3.20 m (h*b)=(30*25)

Poids propre de la poutre: 25 x 0.25 x 0.3 = 1.875 KN/ml.

Donc: $G_{p\,p}$ = 1.875 KN/ml.

G_{total}=1.875 KN/ml

P_u = 1.35 (1.875) +62.02=64.55KN/ml.

P_{ser} =1.875+44.82=46.695 KN/ml.

III.2.6.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis avec la méthode R.D.M.

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{P_u \times L}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{64.55(3.20)}{2} = 103.28KN$$

$$M_t^{max} = \frac{P_u \times L^2}{24} = 64.55\frac{(3.20)^2}{24} = 27.54KN.m$$

T max=103.28 KN

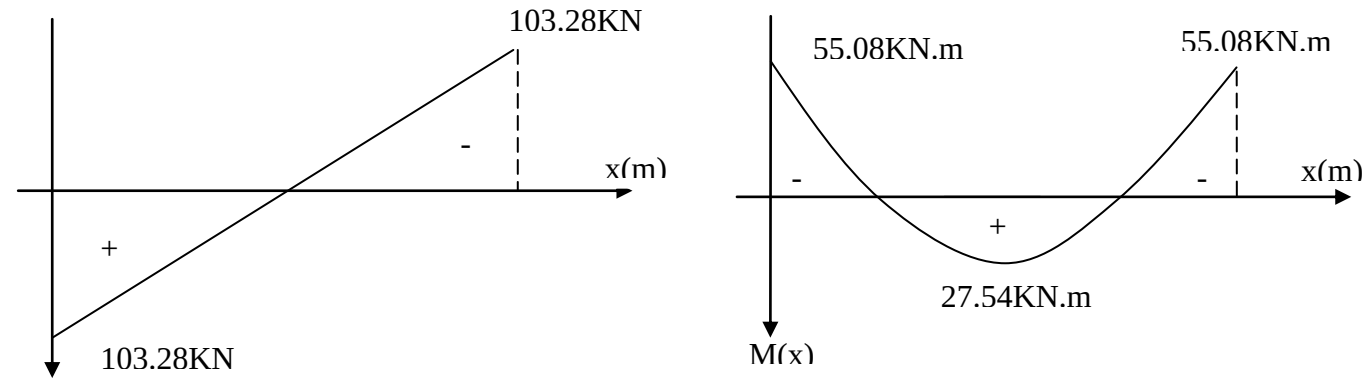


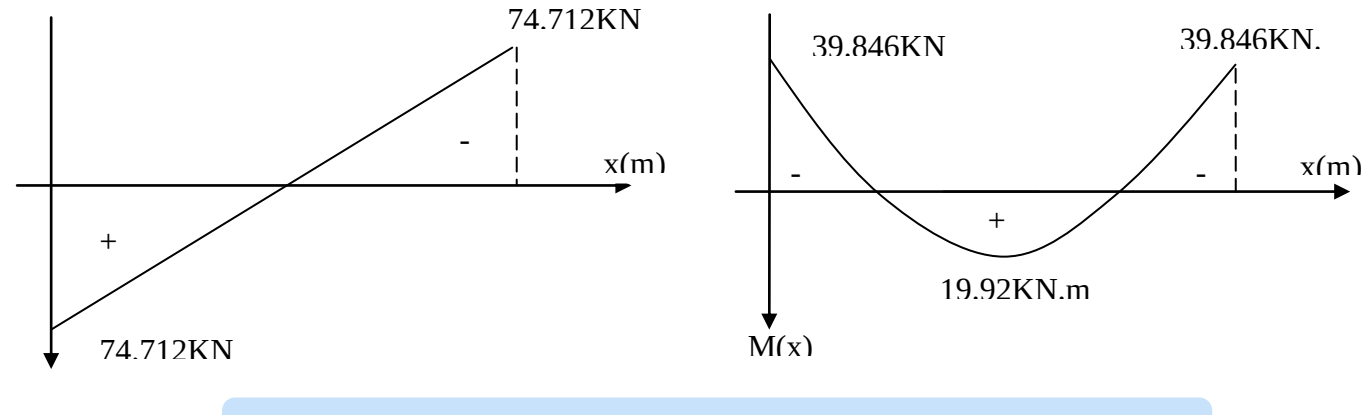
Fig III.12 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{P_u \times L}{2} = 74.712KN$$

$$M_a^{max} = \frac{P_u \times L^2}{12} = 39.846KN.m$$

$$M_t^{max} = \frac{P_u \times L^2}{24} = 19.92KN.m$$
$$T^{max} = 74.712KN$$



FigIII.13. Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S

III.2.6.4.Calcul du ferraillage:

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 25 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; e =3 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

En travée :

Tableau III.13: Calcul du ferraillage de la poutre palière

U	u1	u<u1	ß	A cm²	A choisir cm²	Amin=b*h/1000	A> A_{min}
0,025647181	0,392	A'=0	0,987	2,915843972	3,14	0,75	cv

En appuis:

U	u1	u<u1	ß	A cm²	A choisir cm²	Amin=b*h/1000	A> A_{min}
0,051294362	0,392	A'=0	0,974	5,909523615	6,78	0,75	cv

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{A}{1000} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75cm^2$$

$$A = max[A_{calculé}, A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 4HA10 = 3.14 cm²

en appuis A = 6HA12=6.78 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: RPA 99 version 2003**

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{103.282 \times 10^3}{1000 * 27.5} = 0.375MPA$$

$$\overline{\tau_U} = min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPA\ ,\quad 5MPa\right] = 3.33MPA$$

$$\tau_u = 0.375MPa \leq \overline{\tau_U} = 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [CBA93]**

$$V_u \leq 0.4\left[\frac{f_{c28}}{1.5}\right] ab_0$$

$$a = min[b - c - 2\ , 0.9d] = [20cm, 24.75cm] = 20cm$$

$$V_u = 103.282KN \leq 0.4\left[\frac{25}{1.5}\right] \times 250 \times 200 = 416KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: RPA 99 version 2003**

$$2\frac{V_u}{ab_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Longrightarrow \frac{103.282 \times 2 \times 10^3}{250 \times 200} = 3.00MPa < 0.8\frac{25}{1.15}$$

$$= 17.39MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A» peut équilibrer l'effort tranchant.

$$A = 3.14\ cm^2 \geq \frac{V_u\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 103.282 \times 10^3}{400} = 2.96cm^2$$

- **Armatures transversales:**

$$\emptyset_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85, \emptyset_1 = 8mm, \frac{b_0}{10} = 2.5cm\right]$$

$$\emptyset_t = 8mm < 8.5mm$$

$$a_t = \frac{\pi\emptyset_t^2}{4} = 0.5cm^2$$

$$a_{t\,min} = 0.003S_t b$$

Donc on adoptera: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

- **Vérification du R.P.A 99 v2003:**

$S_t \leq \overline{S_t}$

$Zon\ nodal\ \ S_t \leq \overline{S_t} Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm, 12\emptyset = 9.6cm\right]$

$Zon\ courante\ \ S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2}$**=15cm**

$\begin{cases} \overline{S_t} = 7.5cm(zon\ nodal) \\ \overline{S_t} = 15cm(zon\ courant) \end{cases}$

On adoptera les valeurs suivantes:

$\begin{cases} S_t = 5\ cm(zon\ nodal) \\ S_t = 15\ cm(zon\ courant) \end{cases}$

$S_t = 5cm \Longrightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 S_t b = 0.375cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

$S_t = 15cm \Longrightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 S_t b = 1.12cm^2$……CV

On a A_t = 1 cm².

$S_t \leq \overline{S_t}$ Pour les deux zones

Pour la zone courante $A < A_{min}$ donc on retiendra A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$1)\ \frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$

avec k = 1 (flexion simple) α = 90°

Zone nodale:

$$\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.012 \geq \frac{1.15(0.3 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -0.001054$$

Zone courante:

$$\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.004 \geq \frac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -0.00031$$

$2) A_t \geq A_{min} = \frac{0.4 S_t b_0}{f_e}$

Zone nodale:

$$A_t = 1.5 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.125cm^2$$

Zone courante:

$$A_t = 1.5 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375 cm^2$$

III-2.6.5.Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec:

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \quad et \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$

2 a ELS :

a/ en traveé : A choix=3.14 cm^2

Tableau III.14: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S *(poutre palière).*

Y1 cm	IG cm^4	K1 N/mm^3	σb Mpa	σs Mpa	σb adm Mpa	σb ≤σb adm
8,47	22120,55	0,09	7,63	257,12	15	cv

b/ en appuis : A choix=6.78 cm^2

Y1 cm	IG cm4	K1 N/mm3	σb Mpa	σs Mpa	σb adm Mpa	σb ≤σb adm
11,43	38707,43	0,10	11,77	248,09	15	cv

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

- **Vérification de la flèche:**

h cm	L cm	Mt	A	B	d	fe	M0
30	320	27,54186667	3,14	25	27,5	400	82,6256

Les conditions suivantes:

$$1)\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{3.2} = 0.094 \geq \frac{1}{16} 0.0625 \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$2)\ \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{3.2} = 0.094 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0.016 \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$3)\ \frac{A}{db_0} = \frac{3.14}{25 \times 27.5} = 0.0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Tableau III.15: Vérification de la flèche

h/L	Mt/(20,M0)	A/b,d	2/fe	h/L≤Mt/20,M0	A/b,d≤2/fe
0,09375	0,016666667	0,004567273	0,005	cv	cv

f barr cm	y cm	i0 cm4	ϭs Mpa	ρ	U	λi	λv	ifi cm4
0,64	15,35	235479,88	256,36	0,001	0	18,39	7,35	259027,8648
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
259027,86	32164,19	10721,39	0,245	0,73	0,048	0,489	6,4	cv

.

III.3 Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placés suivant le sens de la plus petite portée.

Notre plancher comporte une hauteur totale: ht = 16+ 4 = 20cm, il est constitué d'un corps creux de dimensions (16 x 65) cm².Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ Les poutrelles.
- ❖ La dalle de compression.

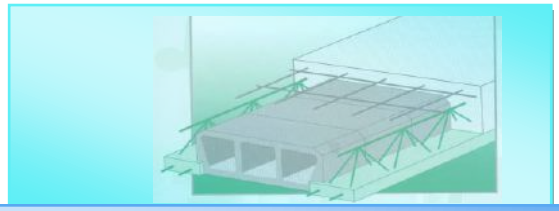


Figure.III.14 . Dessin d'un plancher en corps creux

III.3.1 Calcul des poutrelles:

Le calcul est effectué comme pour des poutres continues, semi encastrées aux extrémités.
La section du béton est définie par:
- une section en (Té) en travées.
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L.
On à deux types de poutrelles, le premier type à cinq travées et l'autre à quatre travées, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

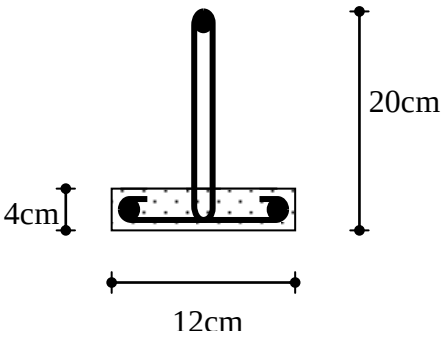
- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

a). Etape 1 : (Calcul avant coulage):

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :



III.3.2.1 Charge permanente:

- Poids du corps creux: G_1 = 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml.
- Poids de la poutrelle: G_2 = 0.12 x 0.04 x 25 =0.12KN/ml.

Donc: G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = **0.77 KN/ml.**

III.3.2.2 Surcharge d'exploitation:

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 4,1] → **Q = 2,05 KN.**

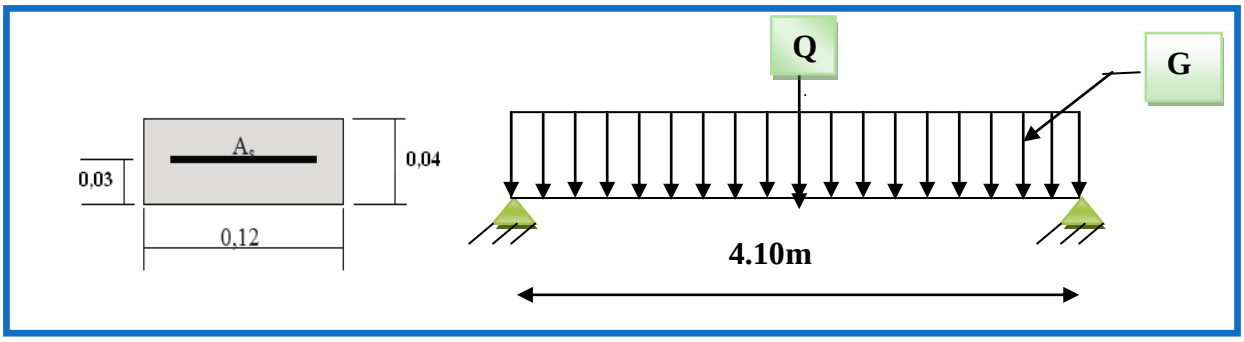


Figure.III.15 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

III.3.3 Ferraillage :

A l' E.L.U :

$$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{0{,}77(4{,}1)^2}{8} = 1{,}62\,KN.m \quad ; M_q = \frac{Q.L}{4} = 2{,}10 KN.m$$

Mu=1, 35MG+1, 5MQ=5.33 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5.33 \times 10^3}{14{,}2 \times 12 \times (3)^2} = 3.47 \gg \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow As \neq 0 .$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement (pied droits) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant coulage de la table de compression.

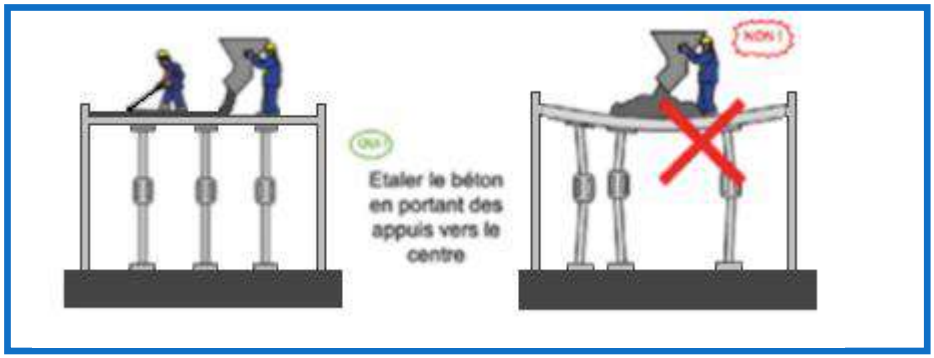


Figure.III.16. Choix de disposition des étaiements.

III.3.4. Calcul des étaiements :

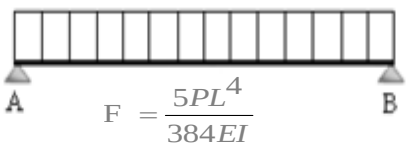
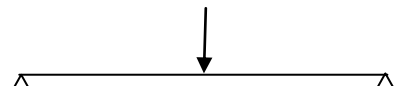
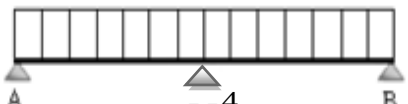
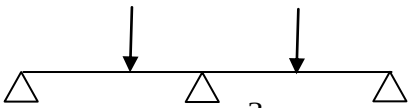
G = 0.77 kN/ml

Q =2.05kN/ml

E =35000 MPa

$$I = \frac{0,12 \times 0,04^3}{12} = 6,4 \times 10^{-7} m^4$$

Tableau III.16 : la détermination de la flèche

	Charge uniformément répartie	Charge concentrée
Sur 2 appuis	 $F = \frac{5PL^4}{384EI}$	 $F = \frac{PL^3}{48EI}$
Sur 3 appuis	 $F = \frac{PL^4}{185EI}$	 $F = \frac{PL^3}{48EI}$

Sans étai :

$$F_G = \frac{5 \times 0{,}77 \times 4100^4}{384 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 12.65\text{cm} \quad ; F_Q = \frac{2.05 \times 4100^3}{48 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 1.31\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 12.65 + 1.31 = 13.96cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}82\text{cm} \longrightarrow \textbf{CNV}$$

Pour un seul étai :

$$F_G = \frac{0{,}77 \times 4100^4}{185 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 5.25\text{cm} \quad ; F_Q = \frac{2{,}05 \times 10^3 \times 4100^3}{108 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 5.84\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 5.84 + 5.25 + 11.09\text{cm} < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}82\text{cm} \longrightarrow \text{CNV}$$

Pour deux étais:

$$F_G = \frac{P \times L^4}{2960EI} = \frac{0{,}77 \times 4100^4}{2960 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}328\text{cm}$$

$$F_Q = \frac{PL^3}{864EI} = \frac{2{,}05 \times 10^3 \times 4100^3}{864 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}73\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 0.328 + 0.73 = 1.058cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}82\text{cm} \longrightarrow \textbf{CNV}$$

Pour trois étais:

$$F_G = \frac{P \times L^4}{47360EI} = \frac{0{,}77 \times 4100^4}{47360 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}02\text{cm}$$

$$F_Q = \frac{PL^3}{6912EI} = \frac{2{,}05 \times 10^3 \times 4100^3}{6912 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}09\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 0{,}02 + 0{,}09 = 0{,}11cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}82\text{cm} \longrightarrow \textbf{CV}$$

Donc on adopte 3 étais.

b). Etape 2 : (Calcul après coulage de la dalle de compression)

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.5 Méthodes de calcul des poutres :

Pour le calcul des poutres continues sur appui multiple, le règlement B.A.E.L 91 fournit deux méthodes dont le choix dépend de la valeur des sollicitations appliquée ; la méthode **forfaitaire** et la méthode **CAQUOT.**

a. Méthode forfaitaire :

❖ **Conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les quatre conditions suivantes :

1- $Q \leq$ Min (2.G et 5 KN/m^2)…….. (c.v)

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées…….. (c.v)

3-Le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.n.v)** ×

4- La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)...…. (c.v)

Remarque :

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b. Méthode de Caquot :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable, elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

Tableau.III.17. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0{,}8.l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.5.1 Evaluation des charges et surcharges :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Tableau.III.18 : Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/ml	Pser KN/ml
Plancher terrasse	6,60×0,65 = 4,29	1×0,65 = 0,650	6,766	4,94
Plancher courant	6,00×0,65 = 3,90	1.5×0,65=0.975	6.73	4.875
		2.5×0,65=1.625	**7.702**	**5.525**

III.3.5.2 Sollicitations de calcul :

Selon la longueur et le chargement de chaque travée, notre structure comporte deux (02) types des poutrelles.

❖ **Poutrelles à trois travées :**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.19. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	2,75	6,39	1,27	7,40	2,054	7,076	-11,53
BC	4,1	14,22	7,40	7,89	**6,568**	13,751	**-13,99**
CD	3	7,61	**7,89**	1,52	2,903	12,274	-8,025

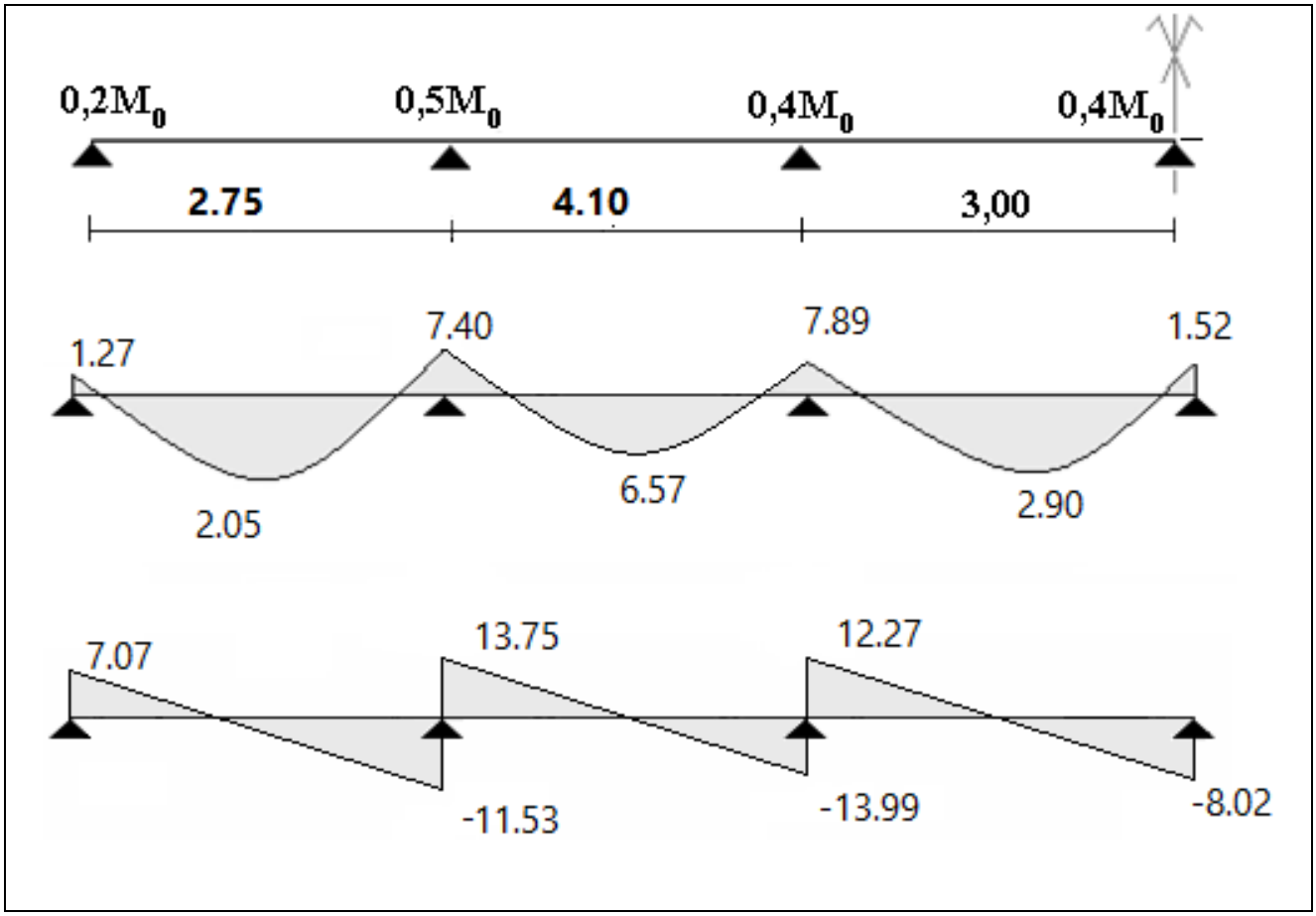


Figure.III.17. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.20. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	2,75	4,67	0,93	5,40	1,50
BC	4,1	**10,38**	5,40	5,76	**4,79**
CD	3	5,56	**5,76**	1,11	2,12

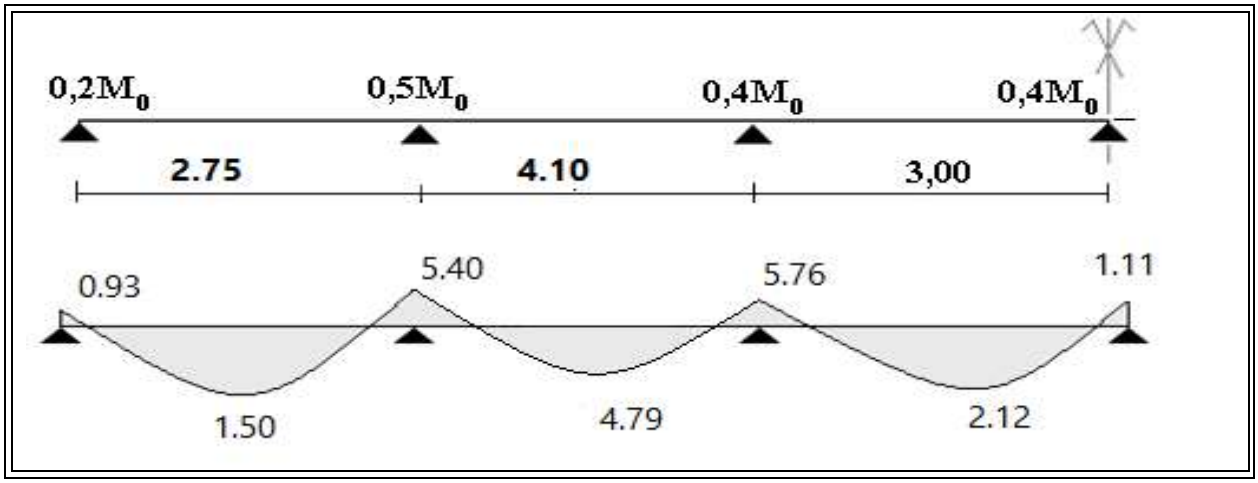


Figure III.18. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

❖ **Poutrelles à deux travées :(terrasse accessible) :**

✓ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**:

Q=0,65<2*G=2*4,3=8,6 **(C.V)**

0,8< (l_1/l_2)=1,68 >1,25 **(C.N.V)**

La fissuration est peu nuisible.

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, donc cette méthode n'est pas applicable ; alors on utilise la méthode de Caquot

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.21. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	2,75	6,39	1,28	**10,43**	0,54	5,98	-12,63
BC	4,1	**14,22**	10,43	2,84	**7,58**	**15,72**	-12,02

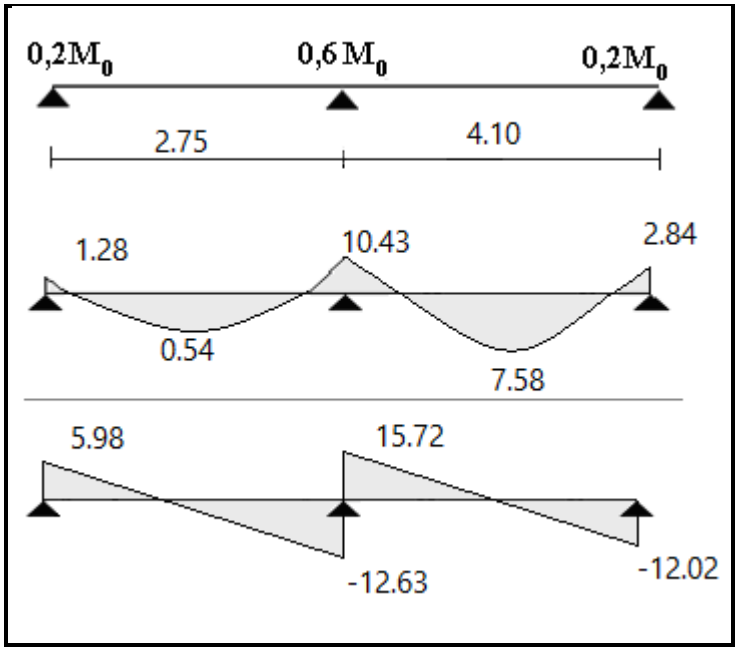


Figure.III.19. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.22. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

travées	L m	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	2,75	4,67	0,93	7,61	0,39
BC	4,1	**10,38**	**7,61**	2,07	**5,53**

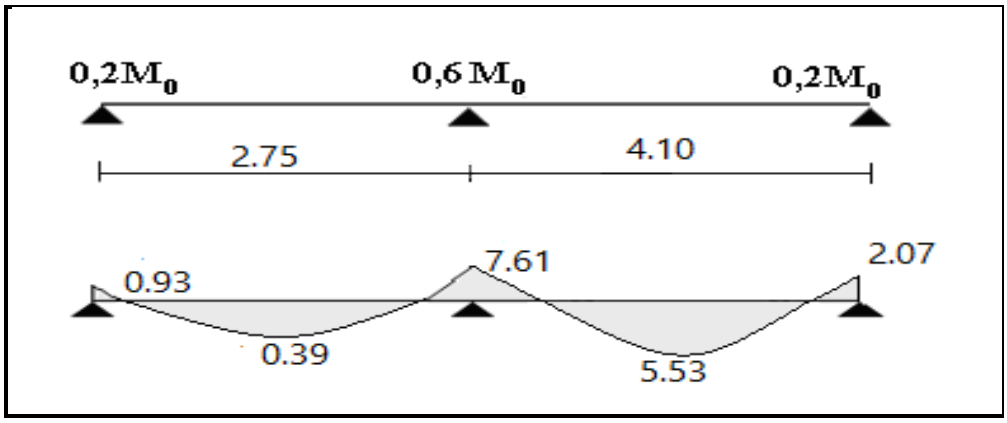


Figure III.20. Diagramme des moments dans la poutrelle à quatre travées **(ELS)**

III.3.5.3. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appui sont :

Tableau.III.23.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitations	10.43	7.58	15.72	10.38	5.53
Référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées

III.3.6 Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour des poutrelles à 4 travées, c'est le cas le plus défavorable.

III.3.6.1 Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

➢ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;b_0=12 cm

✓ Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

A.N : $M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-En travée : (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-Aux appuis :(b_0×h) = (12×20) cm² en flexion simple.

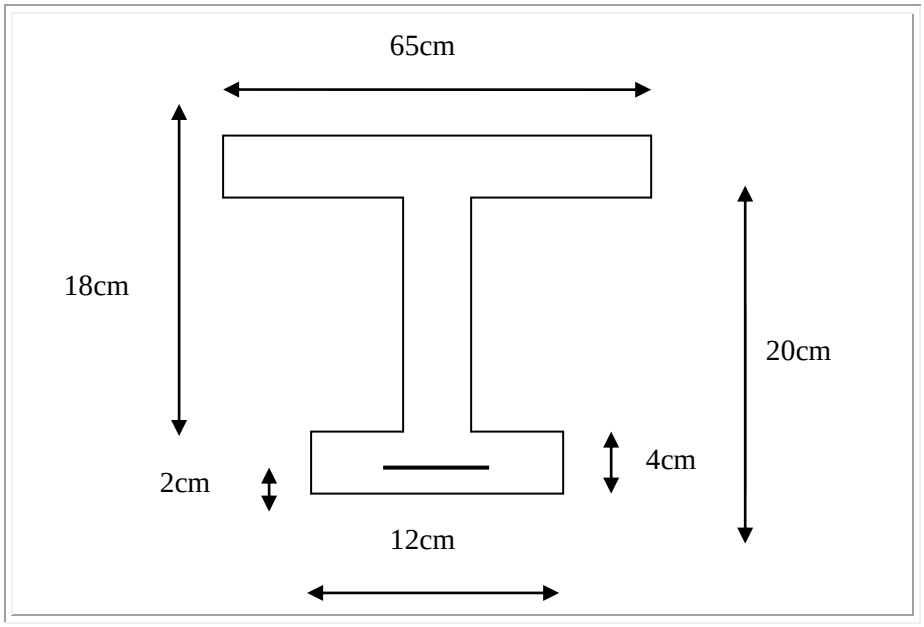


Figure. III.21.Section de béton des poutrelles.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.58 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.987⇒ $A=\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.23 cm².

On adopte: **A=2HA10=1.57cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1.57cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;
Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²
M_{app}=10.43 KN .m
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Mapp}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.43.10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.189 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.894 ⇒ $A=\frac{Mapp}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.86 cm².

On adopte: A **= 2HA12=2.26cm²**

Conditions de non fragilité :

$A=2.26\ cm^2 > A_{min=}\frac{B}{1000}=0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=20.76 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.72x10^3}{120 \times 180} = 0.73\ MPa\ ;$$

La fissuration est peu nuisible :$\Rightarrow \overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$

Donc : τ_u =0.73 MPa < 3.33 MPa **(C.V)**

- **Diamètre des armatures transversales :**

On a: $\phi \le Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \Rightarrow \phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0{,}571\,cm; \frac{b_0}{10} = 1.2\,cm; 0.8cm\right] = 0.571\,cm$

On adopte : $\varphi_t = 6\,\text{mm}$

$a_t = \frac{\pi.\varphi^2_t}{4} = 0{,}28cm^2$; Avec : a_t : section d'une barre transversale

n_t: =2 (nombre des barres)

$A_t = n_t \times a_t = 0{,}56cm^2 \rightarrow A_t = 2Ø6$

- **Espacement :**

$S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,cm] = 16{,}2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)*.

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55cm$, on adopt: St = 15cm.

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19cm^2$

$A\,t = 0{,}56cm^2 \geq Atmin = 0{,}19cm^2$ (C.V)

III.3.6.2 Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24$ MPa≥0.4 MPa …… **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001$ ……**(C.V)**

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

a) Au voisinage de l'appui :

a-1) Appui de rive :

Mu = 10.43 KN.m > 0,9.Vu.d= 2.54 KN.m $\Rightarrow$ Aucun prolongement à faire.

Vérification de la contrainte de compression dans la bielle de béton:

On doit vérifier que : $V_u \leq 0{,}4 \ \frac{f_{c28}}{1{,}5} \ b_0.a$

$a = Min[b - c - 2\,;\,0{,}9d] = Min[65 - 2 - 2\,;\,0{,}9 \times 18] = 16{,}2\,cm$

$V_u = 15.72\,KN \leq 0{,}4 \times \left(\frac{25}{1{,}5}\right) \times 120 \times 162 = 129{,}6\ KN$ **(c.v)**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow 1.61MPa \leq 13{,}33MPa.....(c.v)$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 15.72 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.61\,MPa < 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\,MPa \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$A = 2.35\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 15.72 \times 10^3}{400} = 0{,}45\,cm^2 \qquad \textbf{(c.v)}$$

a-2) Appui intermédiaire:

$$Vu + (Mu/0.9d) = 15.72 + [(-7.58)/(0.9x0.18)] = -31{,}07 < 0 \ldots\ldots\ldots (\mathbf{C.V})$$

Donc la section d´armature existante au niveau de l´appui peut équilibrer l´effort tranchant.

III.3.7 Vérification du ferraillage à l'ELS :

- **En travée :**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$M_{ser} = 5.53\ kN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0);\ A' = 0$$

On a: b=65 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=1.57cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 1.57 \cdot (18 - 4) = 190.3 > 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65 - 12)4 + 30(1.57)}{12} \Rightarrow D = 39.26$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)4^2 + 30 \cdot 1{,}57 \cdot 18}{12} \Rightarrow E=141.31$$

$\Rightarrow y_1=3.32$ cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2 \Rightarrow I=5873.51 cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{5.53.10^6 \cdot 33.2}{5873.51x10^4} \Rightarrow \sigma_b = 3.12 \text{ MPa.}$$

$\sigma_b = 3.12MPa < \overline{\sigma}_b = 15MPa$ ..... **(C.V)**

- **En appui :**
  Ma ser = 10.38KN.m ; Au = 2.26cm^2

La vérification se fait dans le tableau suivant :

Tableau III.24: Vérification à l'E.L.S

Types	position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	A (cm²)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	observation
2(travées)	**travée**	5.53	**3.31**	1.57	**5873.51**	**3.12**	15	**(cv)**
	appuis	10.38	**5.25**	2.26	8616.66	**6.33**	15	**(cv)**

Conclusion : On garde les sections d´armatures calculées à l'E.L.U.

III.3.8. vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 \geq 0{,}044 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0{,}048 \leq \frac{6{,}09}{15 \cdot 5{,}81} = 0.034 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{1{,}57}{12.18} = 0{,}007 \leq \frac{3{,}6}{400} = 0{,}009 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a une condition, ne sont pas vérifiées, alors on doit passer au calcul des flèches.

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

On doit calculer la flèche, selon l'annexe D du CBA93.

M_{ser} = 6.09 KN.m ; $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12.18}$ =0,007.

ρ = 0,72 % ⇒ β_1 = 0.876 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =223.38MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.007} = 5.65$$

λ_v=2/5 λ_i=2.26.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}007 \cdot 256{,}68 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0{,}57$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 6{,}83\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 18578.44\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 4822.344\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 8904.18\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.2MPa ; E_v=1/3 E_i=10721.39MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{5.53 \times 4{,}10^2}{10.(32164.2.2x4822.344)} \Rightarrow f_i = 5.99\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5.53 \times 4.10^2}{10(10721.39x8904.18)} \Rightarrow f_v = 9.74\text{ mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t$ = 9.73-5.99 = 3.74 mm

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

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500}$ = 8.20mm.

Donc: Δf_t = 3.74 mm < f_{Limite} = 8,20 mm

Tableau.III.25. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
5,53	1,57	6,83	0,0072	0,87	223,38	0,57	5,65	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
18578,43	4822,34	8904,18	4,1	5,99	9,74	3,74	8,2	**cv**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles

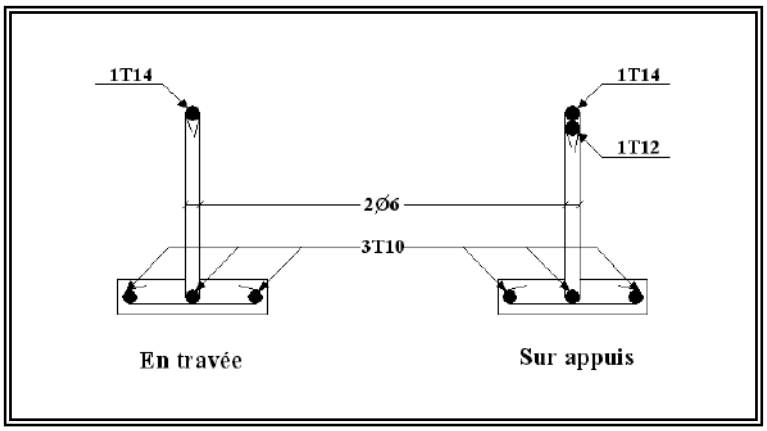


Figure.III.22. Disposition constructive des armatures des poutrelles

III.3.9 La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :
-

1 - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.

2 - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.

3 - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_t \geq \dfrac{200}{fe} & \text{.....si} \quad L \leq 50\,cm. \\ A_t \geq 0{,}02 \times L \times \dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4 \times L}{Fe} & \text{.....si} \quad 50 \leq L \leq 80\,cm. \end{cases}$$

Avec :

* L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
* Fe : nuance de l'acier FeE520 (*Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520→Ø≤6mm).*
* At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow$ $\mathbf{A_t \geq \dfrac{4 \times 65}{520} = 0.5\ cm^2/ml}$. On prend : **6T5=1,17cm²**

$S_t = 100/5 = 20cm$

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

$Al \geq \frac{At}{2}$ **=0.705cm²/ml.** Soit : **6T5=1,17cm²→S_t=20cm**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20) cm^2, et de nuance **TLE520 ; f_e=520MPa ; $A_{t=}$ ϕ=5mm.**

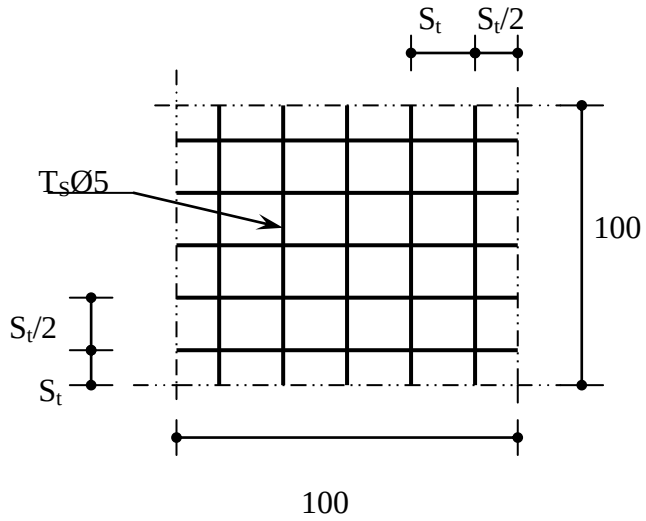


Figure III.23. : Disposition constructive des armatures de la table de compression**.**

III.3. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 1 type :

- Type : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 cotés de (8.57*6.21) m²

On va étudier ce cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite, et est basée sur le mécanisme de rupture.

Cette méthode est plus exacte et plus puissante et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

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

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur les poteaux de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- l'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture:

III.3.1.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation(θ).

a) Travail externe :

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.3.1.2.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.26 : Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Qu	qser
Etage courant	6.23	1.5	10.66	7.73

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 10.66

P_s = 7.73

III.3.2. Dalle pleine triangulaire :

III.3.2.1.Calcul du moment de dalle pleine encastrée au trois cotés :

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement Isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.5M$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

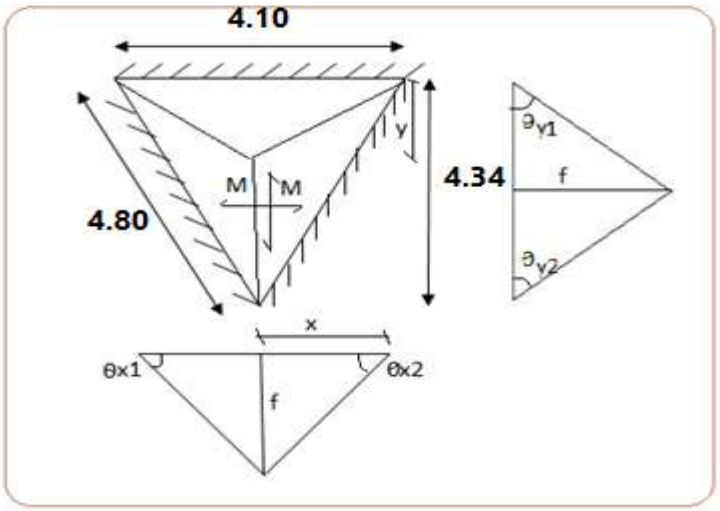


Figure. III.24 : schéma statique de la dalle pleine 1

a) Evaluation des charges et sur charges :

Tableau III.27 : charges de la dalle pleine.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	Ps (KN/m^2)
Plancher courant	6.23	1.5	11.13	8.08

1) Travail externe :

T_{ext}= P*S* $\frac{f}{3}$= P* $\frac{4.10*4.34}{2}$* $\frac{f}{3}$=2.96 P*f

2) Travail interne :

T_{int} = ([M.Lx. $\frac{f}{y}$+0.5. M.Lx. $\frac{f}{y}$]+2.[M.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+ 0.5.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+M.x. $\frac{f}{x}$+0.5 M.x. $\frac{f}{x}$])

= ([1.5 M.Lx. $\frac{f}{y}$]+2.[1.5M.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+1.5M.x. $\frac{f}{x}$])

=8.47 Mf

On a : $\sum$ des travaux externes = $\sum$ des travaux interne

2.96P f =8.47Mf donc **M= 0.35 P.**

M=0.35pu=0.35*11.13=3.89kn.m

M=0.35pser=0.35*8.08=2.83kn.m

III.3.2.2.Calcul de ferraillage :

à ELU : a)- En travée :

Moment en travée suivant les deux directions :

M tx = M ty = M = 3.89kn.m

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m

B = 100 cm ; h = 15 cm ; e = 2 cm ; σb = 14.2 MPa ; σs = 348 MPa.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{3.89*10^3}{14.2*100\times(13)^2} = 0.016$$

$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

=> $\beta = 0.992$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.89*10^3}{0.992\times13\times348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_S = 4HA8 = 2.01 cm^2.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{b*h}{1000} = \frac{100*15}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc : A_S = 2.01 cm^2> 1.5 cm^2 (C.V).

Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du Béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{Mu * y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b}$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa ; f_{c28} = 25 MPa

On a: M_u= 3.89kN.m

A_s = 2.01 cm^2 ; d = 13cm

Calcul de y :

On a :

b y_1^2 + 30(A'+A_S]y_1 – 30(A'c'+A.d)= 0 ,(As' = 0)

=> 100y_1^2 + 60.3 y_1 – 783.9 = 0

=> y_1 = 2.51 cm 0<y1<d

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As\ (d - y)^2$

I_G = 3844.817 cm^4,

K=$\frac{Mu}{IG}$= 101.175 N/cm^3

σ_b = K*y_1 = 2.54 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

B/.Aux appuis :

à l´ELU :

Moment aux appuis : M ax = M ay = 0.5M = 1.945 KN.m.

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1.945 * 10^3}{14.2 * 100 \times (13)^2} = 0.008$

$\mu = 0.008 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée).

=> $\beta = 0.996$

=> $A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1.945 * 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.43\ cm^2$

On choisit : A_S = 4HA8 = 2.01 cm^2.

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{b_0 * h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1.5\ cm^2$

Donc : A_S = 2.01 cm^2 > A_{min} = 1.5 cm^2 (C.V).

∗ Condition d'espacement:

St= 20cm ≤ St¯ =Min [3h=45cm, 33cm]= 33cm

C.Vérification de contrainte de cisaillement:

$$Tx = \frac{plxly}{2ly + lx} = 15.49KN$$

$$TY = \frac{plxly}{3ly} = 15.21KN$$

Donc

Tu max = 15.49K

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{15.49 * 10^3}{100 * 13} = 0.12\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.12\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.66\,\text{MPa}$..... (C.V).

D/.Vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{Mx}$ => $0.15 \geq \frac{1}{20}\frac{3.89}{3.89} = 0.05$ ……..(C.V)

2) $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{2}{Fe}$ => $\frac{2.01}{100 * 15} = 0.0013 \leq 0.005$ …… (C.V).

D'où le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.28 : ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	As adoptée	Espacement (cm)
Travée	X	4HA8	20
	Y	4HA8	20
Appuis	X	4HA8	20
	Y	4HA8	20

Chapitre IV :

Etude Dynamique

IV.1 Introduction :

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

Le calcul d'une structure à l'égard de sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptibles d'engendrer des désordres.

IV.2 Caractéristiques dynamique de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application de la résultante des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basé sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure……..).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot x_i}{\sum w_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum w_i \cdot y_i}{\sum w_i}$$

Où :

- **Wi** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- **Xi** et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $\mathbf{X_G}$ et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs centre de masse

Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH9	**28.56**	**10.946**	**10.787**	**10.787**
DIAPH8	**25.5**	**10.779**	**10.659**	**10.659**
DIAPH7	**22.44**	**10.786**	**10.659**	**10.659**
DIAPH6	**19.38**	**10.792**	**10.660**	**10.660**
DIAPH5	**16.32**	**10.799**	**10.661**	**10.661**
DIAPH4	**13.26**	**10.806**	**10.662**	**10.662**
DIAPH3	**10.2**	**10.813**	**10.664**	**10.664**
DIAPH2	**7.14**	**10.820**	**10.665**	**10.665**
DIAPH1	**4.08**	**10.823**	**10.664**	**10.664**

IV.2.2 Centre de rigidité (torsion) :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les relations suivantes : $X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}}$ et $Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$

Où :

- I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.
- X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

❖ **X_{tj} ; Ytj :** coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeurs du centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	$\sum I_X$	$\sum I_Y$	X_t	Y_t
DIAPH9	**28.56**	**1.873E+04**	**2.208E+05**	**9.822**	**8.240**
DIAPH8	**25.5**	**3.343E+04**	**6.402E+05**	**10.497**	**7.016**
DIAPH7	**22.44**	**5.298E+04**	**2.054E+06**	**12.588**	**6.782**
DIAPH6	**19.38**	**7.975E+04**	**2.089E+06**	**14.613**	**6.624**
DIAPH5	**16.32**	**1.183E+05**	**3.414E+06**	**18.034**	**6.543**
DIAPH4	**13.26**	**1.797E+05**	**2.461E+06**	**17.116**	**6.486**
DIAPH3	**10.2**	**2.915E+05**	**1.598E+06**	**14.354**	**6.476**
DIAPH2	**7.14**	**5.574E+05**	**1.608E+06**	**12.825**	**6.665**
DIAPH1	**4.08**	**1.702E+06**	**2.101E+06**	**12.126**	**7.594**

- **Excentricité statique**:

C'est la distance entre le centre de torsion et le centre de masse suivant les deux directions, elle est calculée comme suit : $e_x = |x_m - x_t|$ et $e_y = |y_m - y_t|$

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

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 21,77 m
Largeur du bâtiment = 22,86 m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.27 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.43 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

Diaphragme N°	Niveau (m)	e_x (m)	e_y (m)	Vérification
DIAPH9	**28.56**	**1.124**	**2.547**	**Ok**
DIAPH8	**25.5**	**0.282**	**3.343**	**Ok**
DIAPH7	**22.44**	**1.802**	**3.388**	**Ok**
DIAPH6	**19.38**	**3.821**	**3.336**	**Ok**
DIAPH5	**16.32**	**7.235**	**3.418**	**Ok**
DIAPH4	**13.26**	**6.310**	**3.176**	**Ok**
DIAPH3	**10.2**	**3.541**	**3.388**	**Ok**
DIAPH2	**7.14**	**2.005**	**3.260**	**Ok**
DIAPH1	**4.08**	**1.303**	**3.070**	**Ok**

IV.3 Etude dynamique :

IV.3.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.3.2 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et surtout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismique ; pour cela on utilise le logiciel « SAP 2000 » qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.
- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.3.3 choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1*), ce calcul peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.4 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

IV.3.4.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Dans notre cas omaria a Médéa est situé dans une zone de sismicité forte « zone ***IIa »***.

IV.3.4.2. Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

IV.3.4.3. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

- Notre ouvrage est classé dans la catégorie 1B (grande importance).

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99-V2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (H= 28.56m >10m) .

IV.3.5. Analyse de notre structure :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante 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.

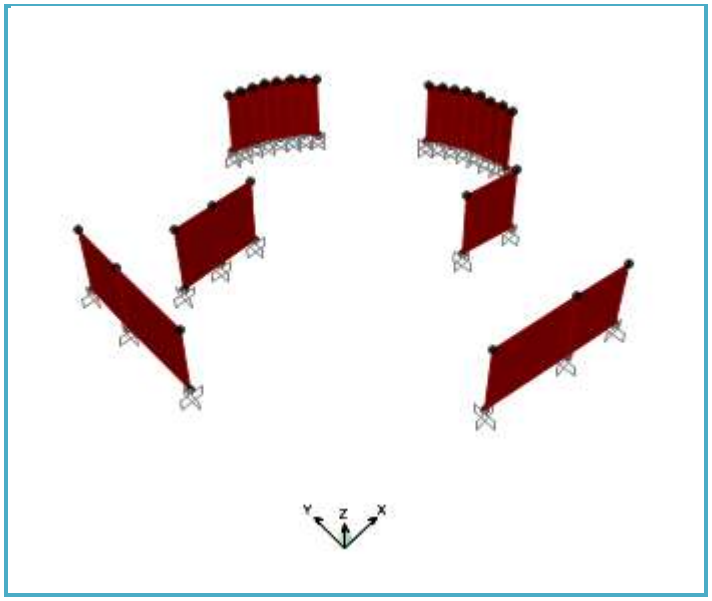


Figure IV.1 : Disposition des voiles

IV.3.6 Modélisation de la structure étudiée:

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **SAP 2000 (Version 15)**.

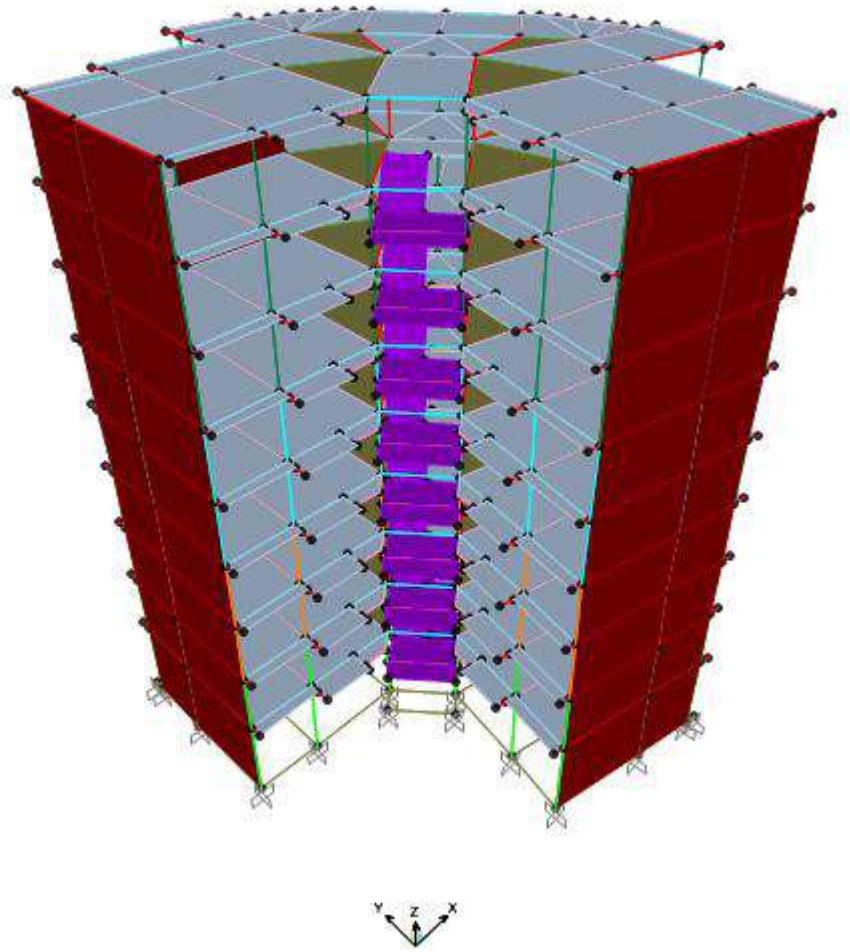


Figure IV.2 : Modélisation de la structure étudiée

IV.3.7. Détermination du spectre de réponse :

Affin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article 4.3.3 du RPA où l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\text{ s}\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\text{ s}\end{cases}$$

Avec :

* S_a : Le spectre de réponse.

* T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
* A : coefficient d'accélération de zone.

* η: facteur de correction d'amortissement $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7$.

* Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.
* R : coefficient de comportement de la structure.

* g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

* R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement).

* Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.15 (groupe d'usage 2 ; zone IIa : tableau 4.1)
- $Q=1+\sum_{}^{6}P_q$ (4.4)

Tableau. IV.4 : détermination du facteur qualité Q

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2. Redondances en plan	0	-	0	-
3. Régularité en plan	-	0.05	-	0.05
4. Régularité en élévation	0	-	0	-
5. Contrôle de la qualité des matériaux	-	0	-	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0	-	0
$\sum$	**0.05**		**0.05**	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = Q_y = 1{,}05$

- $\eta = 0{,}882$ avec $\xi = 7\%$
- R = 3,5 (voiles porteur. Cat .A.1a)

➢ Choix de site :

$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$ ➔ Site S_2

IV.3.8. Justification du coefficient de comportement R :

- **Suivant X :** selon le « *RPA version2003 » [Art 3.5]*

Tableau IV. 5 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_Diaph_28.56	**3462.328**	**2316.494**	**1145.834**	**433.819**	**0.000**	**433.819**
B_Diaph_25.5	**6850.150**	**4454.987**	**2395.163**	**601.480**	**0.000**	**601.480**
C_Diaph_22.44	**10403.483**	**6818.029**	**3585.454**	**753.882**	**0.000**	**753.882**
D_Diaph_19.38	**14120.569**	**9612.624**	**4507.945**	**901.871**	**0.000**	**901.871**
E_Diaph_16.32	**17789.156**	**12194.739**	**5594.417**	**1072.022**	**0.000**	**1072.022**
F_Diaph_13.26	**21678.240**	**15393.670**	**6284.570**	**1236.458**	**0.000**	**1236.458**
G_Diaph_10.2	**34990.862**	**25046.518**	**9944.344**	**1408.189**	**0.000**	**1408.189**
H_Diaph_7.14	**40572.195**	**29971.587**	**10600.608**	**1579.547**	**0.000**	**1579.547**
I_Diaph_4.08	**46288.766**	**34332.879**	**11955.887**	**2703.622**	**0.000**	**2703.622**

Valeurs en pourcentage :

suivant x:

Tableau IV. 6 : Justification du coefficient de comportement R Suivant x en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_Diaph_28.56	100 %	66.906 %	33.094 %	100 %	0.000 %	100.000 %
B_Diaph_25.5	100 %	65.035 %	34.965 %	100 %	0.000 %	100.000 %
C_Diaph_22.44	100 %	65.536 %	34.464 %	100 %	0.000 %	100.000 %
D_Diaph_19.38	100 %	68.075 %	31.925 %	100 %	0.000 %	100.000 %
E_Diaph_16.32	100 %	68.552 %	31.448 %	100 %	0.000 %	100.000 %
F_Diaph_13.26	100 %	71.010 %	28.990 %	100 %	0.000 %	100.000 %
G_Diaph_10.2	100 %	71.580 %	28.420 %	100 %	0.000 %	100.000 %
H_Diaph_7.14	100 %	73.872 %	26.128 %	100 %	0.000 %	100.000 %
I_Diaph_4.08	100 %	74.171 %	25.829 %	100 %	0.000 %	100.000 %

- **Suivant Y :**

Tableau IV. 7 : Justification du coefficient de comportement R Suivant Y

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_Diaph_28.56	**2956.923**	**2316.494**	**640.429**	**491.669**	**0.000**	**491.669**
B_Diaph_25.5	**5803.276**	**4454.987**	**1348.289**	**800.682**	**0.000**	**800.682**
C_Diaph_22.44	**8812.029**	**6818.029**	**1994.000**	**1153.429**	**0.000**	**1153.429**
D_Diaph_19.38	**12127.992**	**9612.624**	**2515.368**	**1505.940**	**0.000**	**1505.940**
E_Diaph_16.32	**15300.180**	**12194.739**	**3105.441**	**1901.475**	**0.000**	**1901.475**
F_Diaph_13.26	**18902.282**	**15393.670**	**3508.612**	**2265.309**	**0.000**	**2265.309**
G_Diaph_10.2	**22249.577**	**18208.140**	**4041.437**	**2684.144**	**0.000**	**2684.144**
H_Diaph_7.14	**26131.153**	**21793.893**	**4337.260**	**3047.452**	**0.000**	**3047.452**
I_Diaph_4.08	**29871.862**	**24968.995**	**4902.867**	**4302.730**	**0.000**	**4302.730**

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV. 8 : Justification du coefficient de comportement R Suivant Y en pourcentage

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_Diaph_28.56	**100 %**	**78.341 %**	**21.659 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
B_Diaph_25.5	**100 %**	**76.767 %**	**23.233 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
C_Diaph_22.44	**100 %**	**77.372 %**	**22.628 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
D_Diaph_19.38	**100 %**	**79.260 %**	**20.740 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
E_Diaph_16.32	**100 %**	**79.703 %**	**20.297 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
F_Diaph_13.26	**100 %**	**81.438 %**	**18.562 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
G_Diaph_10.2	**100 %**	**81.836 %**	**18.164 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
H_Diaph_7.14	**100 %**	**83.402 %**	**16.598 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**
I_Diaph_4.08	**100 %**	**83.587 %**	**16.413 %**	**100 %**	**0.000 %**	**100.000 %**

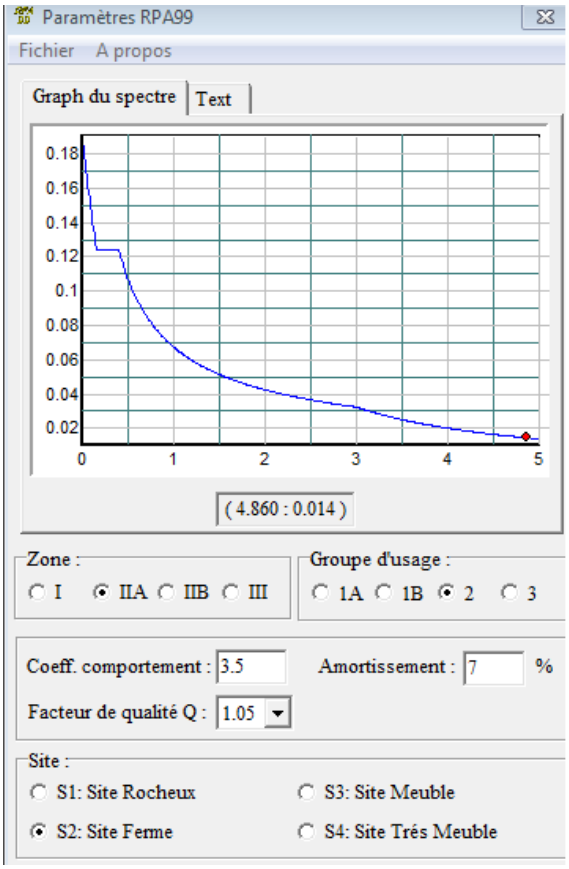


Figure IV.3 : spectre de réponse suivent x et y

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

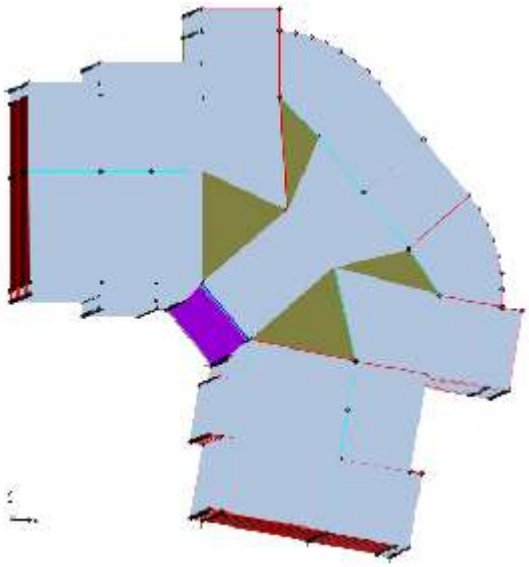


Figure IV.4 : premier mode

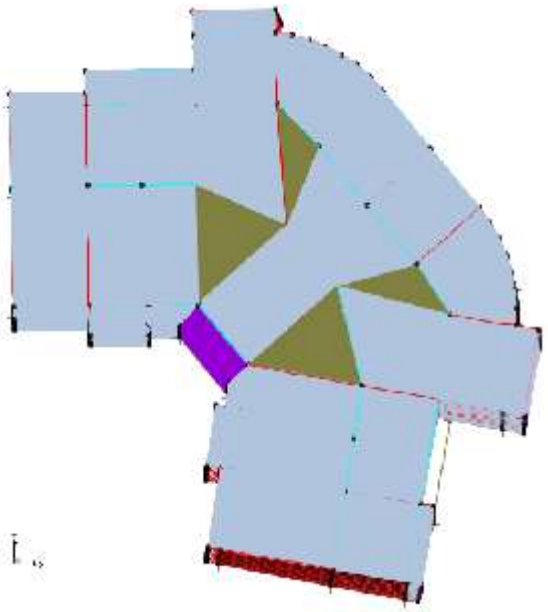


Figure IV.5 : deuxième mode

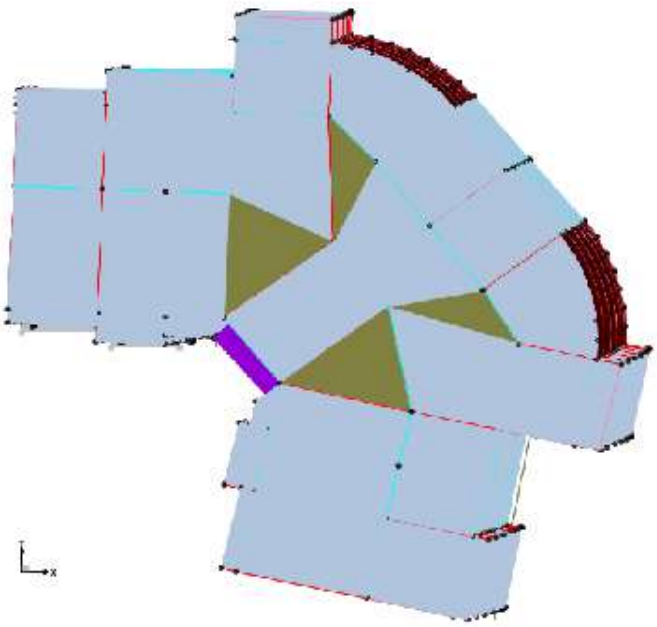


Figure IV.6 : troisième mode

➢ **Constatation :**

- ✓ Ce modèle dynamique présente une période fondamentale T =1,449 s.
- ✓ Le 1er et 2éme modes sont des modes de translation pure suivant X et Y.
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation pur autour de l'axe Z.

IV.4.2. Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes à considérer et selon l'article 4.3.4 du RPA est :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

1- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. (***Condition non vérifiée après 41 modes***)
2- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0{,}20\,\text{sec}$$

Où :
N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.
N= 9 donc : $K \geq 3\sqrt{9} = 9$ on prend $K = 10$
T= $0{,}10 \leq 0{,}20$ sec……..Condition vérifier.

IV.4.3.vérification de participation massique :

D'après le RPA99 version 2003 (ART 4.3.4) **:** le nombre de modes propres de vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la

somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Périodes et facteurs de participation massique.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Sum periode	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	**1.449**	1.449	0.488	0.025	0.000
MODAL	Mode	2	**0.741**	2.190	0.530	0.663	0.018
MODAL	Mode	3	**0.450**	2.641	0.597	0.669	0.026
MODAL	Mode	4	0.329	2.969	0.712	0.676	0.637
MODAL	Mode	5	0.249	3.218	0.808	0.682	0.641
MODAL	Mode	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
MODAL	Mode	28	0.076	5.545	0.872	0.896	0.803
MODAL	Mode	29	0.076	5.621	0.877	**0.921**	0.804
MODAL	Mode	30	0.075	5.696	0.878	0.943	0.805
MODAL	Mode	38	0.072	6.280	0.879	0.945	0.812
MODAL	Mode	39	0.071	6.351	0.879	0.945	0.812
MODAL	Mode	40	0.070	6.421	0.879	0.946	0.813
MODAL	Mode	41	0.069	6.490	**0.910**	0.958	0.861

❖ **Constatation :**

Comme on l'avait déjà motionné la masse modale cumulées n'atteint pas les 90% de leurs taux de participation, on avait déjà essayé avec 41 modes mais elle n'atteint toujours pas les 90%, c'est pour cela qu'on s'est contenté de 6 modes et ce d'après le calcul cité précédemment et on voit bien que le $6^{éme}$ mode a une période inférieure à 0,20 sec.

IV.4.4. Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 V 17 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

T : période fondamentale suivant les deux directions, on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- $T= C_T.h_N^{3/4}$

C_T=0, 075 →Tx =Ty=0,075×28.56$^{3/4}$ = 0,927 s

- $T=0.09\times h_N/\sqrt{D}$ …… (*Art.4.2.4: RPA 99 VERSION 2003*).

Où :

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Tableau IV.10 Vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	1.92	1.449	2.496	CV
Y	1.91	1.449	2.483	CV

Les valeurs qu'on prend alors sont: $\begin{cases} T_X = 1.92s \\ T_Y = 1.91s \end{cases}$

IV.4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 [RPA99 version 2003 Art 4.3.6]

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0,8$

✓ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003*)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0,15 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T_2 = 0,40 s, T1 = 0,15 s ; Selon RPA99v2003, tableau (4.7); site meuble (S2).

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ …… [RPA99 version 2003 Art 4.2.4].

$T_X=1.92\,\text{s}$

$T_Y=1.91\,\text{s}$

$$D_X=\begin{cases}2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}=1{,}69 & 0{,}50\le T=0{,}74\ s\le 3\ s\end{cases}$$

$$D_Y=\begin{cases}2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}=1{,}50 & 0{,}50\le T=0{,}89\ s\le 3\ s\end{cases}$$

R=3,5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1,05 : facteur de qualité

- W : poids total de la structure :

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad avec\ W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0,2…….. (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W= 59984 ,736 *KN*…….. (Résultat SAP2000).

✓ **La force sismique V :**

Tableau. IV.11. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,15	1,781	1,810	3,50	1,05	1,05	33967.109	2722.294	2766.621

Tableau. IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	V_t > 0,8×V
X	2722.294	1953.261	2177.8352	C.N.V
Y	2766.621	1729.775	2213.2968	C.N.V

Donc on a majore la force dynamique.

- ✓ **Calcul le coefficient de majoration :**

Suivant X : $\frac{0.8x2722.294}{1953.261} = 1.115$

Suivant Y : $\frac{0.8x2766.621}{1729.775} = 1.280$

Donc :

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{1953.261x1.115}{2722.294} \times 100 = 80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{1729.775x1.28}{2766.621} \times 100 = 80\%$$

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0,8V/V_t$).

IV.4.6 Vérifications du déplacement :

1. en tête du bâtiment : d = R δ_{ek}

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

Déformation sous l'effet de la force Ed

δ x. R = 0.88x 3.5 = 3.08 cm < H/250 =2856/250 = 11.424 cm

δ y. R = 2.4x 3.5 = 8.4cm < H/250 =2856/250 = 11.424 cm

2. déplacements inter-étage:

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

δ_k = R .δ_{ek} → R = 3, 5…….. [RPA: Art 4.4.3]

Tel que : δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*): le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ k limite = 0,01× h_e Avec : he : la hauteur de l'étage k

Tableau IV.13: déplacements inter-étages sous la force sismique EdX :

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX	0,01.he (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_	28.56	0.88	3.08	0.42	3.06	Ok	1.37	3.5
B_ DIAPH_	25.5	0.76	2.66	0.45	3.06	Ok	1.47	3.5
C_ DIAPH_	22.44	0.63	2.21	0.42	3.06	Ok	1.37	3.5
D_ DIAPH_	19.38	0.51	1.79	0.42	3.06	Ok	1.37	3.5
E_ DIAPH_	16.32	0.39	1.37	0.39	3.06	Ok	1.27	3.5
F_ DIAPH_	13.26	0.28	0.98	0.35	3.06	Ok	1.14	3.5
G_ DIAPH_	10.2	0.18	0.63	0.28	3.06	Ok	0.92	3.5
H_ DIAPH_	7.14	0.10	0.35	0.17	3.06	Ok	0.56	3.5
I_ DIAPH_	4.08	0.05	0.18	0.18	4.08	Ok	0.44	3.5

Tableau IV.14: déplacements inter-étages sous l force sismique EdY :

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY	0,01.he (cm)	Vérification	εy ‰	[ε]
A_ DIAPH_	28.56	2.40	8.40	1.19	3.06	Ok	3.89	3.5
B_ DIAPH_	25.5	2.06	7.21	1.19	3.06	Ok	3.89	3.5
C_ DIAPH_	22.44	1.72	6.02	1.15	3.06	Ok	3.76	3.5
D_ DIAPH_	19.38	1.39	4.87	1.16	3.06	Ok	3.79	3.5
E_ DIAPH-	16.32	1.06	3.71	1.05	3.06	Ok	3.43	3.5
F_ DIAPH_	13.26	0.76	2.66	0.94	3.06	Ok	3.07	3.5
G_ DIAPH_	10.2	0.49	1.72	0.77	3.06	Ok	2.52	3.5
H_ DIAPH_	7.14	0.27	0.95	0.56	3.06	Ok	1.83	3.5
I_ DIAPH_	4.08	0.11	0.39	0.39	4.08	Ok	0.96	3.5

- Dans les deux directions les déplacements sont inferieurs au déplacement limites Δ**Y** et

$$\Delta \mathbf{X} < 1\% \ h_e$$

IV.4.7.Vérification de la stabilité au renversement :

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

(*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*).

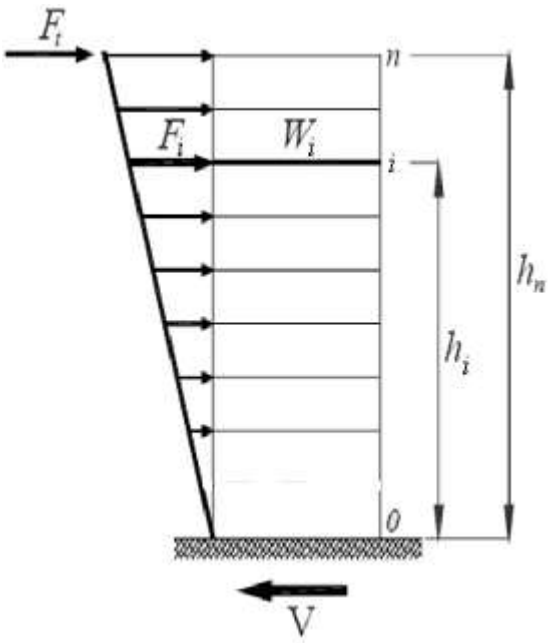


Figure IV.7 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

Donc :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times (V - F_t) = \alpha_x . V_x$$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages** :

Les valeurs de la résultante des forces sismiques suivant (x) et (y) obtenus pour chaque niveau sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : forces sismiques suivant (x) et (y).

Diaphragm N°	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
A_ DIAPH_ 28.56	3137.96	28.56	89620.14	350.48	356.31
B_ DIAPH_ 25.50	3391.33	25.5	86478.92	338.19	343.82
C_ DIAPH_ 22.44	3403.32	22.44	76370.5	298.66	303.63
D_ DIAPH_ 19.38	3441.32	19.38	66692.78	260.82	265.15
E_ DIAPH_ 16.32	3479.32	16.32	56782.5	222.06	225.75
F_ DIAPH_ 13.26	3523.17	13.26	46717.23	182.7	185.74
G_ DIAPH_ 10.20	3567.02	10.2	36383.6	142.29	144.65
H_ DIAPH_ 7.14	3616.71	7.14	25823.31	100.99	102.67
I_ DIAPH_ 4.08	3815.31	4.08	15566.46	60.88	61.89

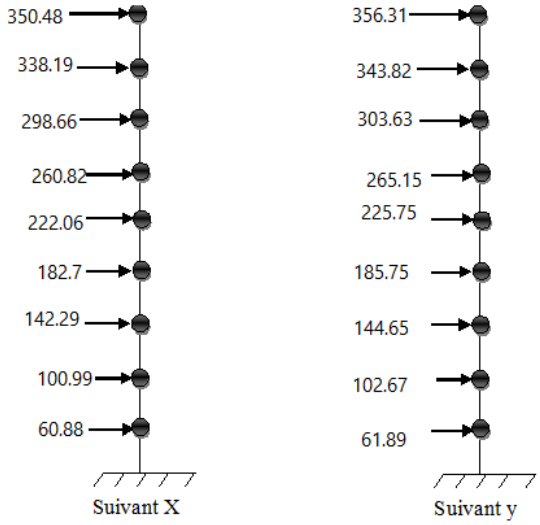


Figure IV.8 : Distribution de la force sismique

Moment de renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$

Avec : F_i : la force distribuée en hauteur.

- h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0
- $M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$ Avec :

X_G ; Y_G :Les coordonnées de centre de géométrie de la structure.

W_I : La masse du plancher dans chaque niveau.

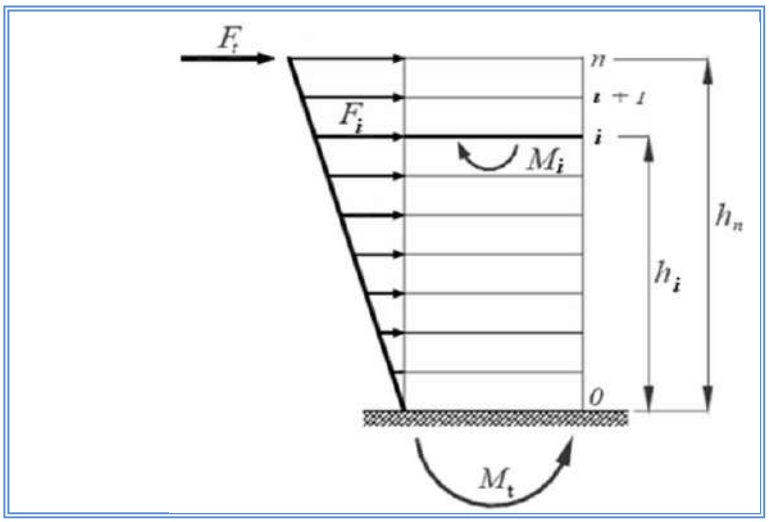


Fig.IV.9: la stabilité au renversement

Les valeurs du moment de renversement sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 moment de reversement.

niveaux	h_i	M_{rx}	M_{ry}
8	**28.56**	**10009.65**	**10176.15**
7	**25.5**	**8623.94**	**8767.39**
6	**22.44**	**6701.99**	**6813.47**
5	**19.38**	**5054.61**	**5138.69**
4	**16.32**	**3624.01**	**3684.29**
3	**13.26**	**2422.57**	**2462.86**
2	**10.2**	**1451.31**	**1475.45**
1	**7.14**	**721.05**	**733.04**
RDC	**4.08**	**248.37**	**252.5**
	Σ	38857.5	39503.84

✓ **moment de stabilité :**

- **Moment de stabilité suivant (x):**

Tableau IV.17 : moment de stabilité suivant(x).

niveaux	XG (m)	Masse (kN)	M_{tx}(kN.m)
8	10.946	**3137.96**	**34348.1102**
7	10.779	**3391.33**	**36555.1461**
6	10.786	**3403.32**	**36708.2095**
5	10.792	**3441.32**	**37138.7254**
4	10.799	**3479.32**	**37573.1767**
3	10.806	**3523.17**	**38071.375**
2	10.813	**3567.02**	**38570.1873**
1	10.820	**3616.71**	**39132.8022**
RDC	10.823	**3815.31**	**41293.1001**
		Σ	339390.832

- **Moment de stabilité suivant (y):**

Tableau IV.18 : moment de stabilité suivant(Y).

niveaux	YG (m)	Masse (kN)	M_{tx}(kN.m)
8	10.787	**3137.96**	**33849.1745**
7	10.659	**3391.33**	**36148.1865**
6	10.659	**3403.32**	**36275.9879**
5	10.660	**3441.32**	**36684.4712**
4	10.661	**3479.32**	**37093.0305**
3	10.662	**3523.17**	**37564.0385**
2	10.664	**3567.02**	**38038.7013**
1	10.665	**3616.71**	**38572.2122**
RDC	10.664	**3815.31**	**40686.4658**
		Σ	**334912.268**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{339390.832}{38857.5} = 8.73 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{334912.268}{39503.84} = 8.48 \geq 1.5$$

Conclusion :

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions.

IV.4.8. Vérification du cisaillement des éléments :

○ Les poutres :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée parle règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec T_u: effort tranchant

- $\overline{\tau}_u = 3.33 MPa$ (Situation durable).
- $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

✓ **Les poutres principales (40x30) :**

T_u=121.601 KN (1.35G+1.5Q)

$$\tau = \frac{121.601\ x10^3}{300 * 400} = 1.01 < 3.33\ Mpa$$

✓ **Les poutres secondaires (30x35) :**

T_u=286.603 KN (ELU)

$$\tau = \frac{69.088\ x10^3}{300 * 350} = 0.658 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Chinage (30x30) :**

T_u=27.679 KN (ELU)

$$\tau = \frac{27.679\ x10^3}{300 * 300} = 0.31 < 3.33\ Mpa$$

✓ **Les poteaux : (30x30) :**

- La vérification du cisaillement sont négligés pour les poteaux R=3.5.

IV.4.9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

La vérification des sollicitations normales dans les poteaux n'est pas nécessaire parce que le système de contreventement c'est un voile porteur « R=3.5 ».

IV.4.10.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad \text{…….} \text{"RPA99 version 2003"}$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

*) Si $0{,}10 < \theta \leq 0{,}20$, 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 $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Suivant X :**

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ sens X

NIVEAU	H_k(m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
8	28.56	**3137.96**	350.48	0.42	**0.00131666**	Oui
7	25.5	**3391.33**	338.19	0.45	**0.00176963**	Oui
6	22.44	**3403.32**	298.66	0.42	**0.00213281**	Oui
5	19.38	**3441.32**	260.82	0.42	**0.00285943**	Oui
4	16.32	**3479.32**	222.06	0.39	**0.00374428**	Oui
3	13.26	**3523.17**	182.70	0.35	**0.00509002**	Oui
2	10.2	**3567.02**	142.29	0.28	**0.00688159**	Oui
1	7.14	**3616.71**	100.99	0.17	**0.0085268**	Oui
RDC	4.08	**3815.31**	60.88	0.18	**0.02764824**	Oui

- **Suivant Y :**

Tableau IV.20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

NIVEAU	H_k(m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
8	28.56	**3137.96**	356.31	1.19	**0.00366951**	Oui
7	25.5	**3391.33**	343.82	1.19	**0.00460305**	Oui
6	22.44	**3403.32**	303.63	1.15	**0.00574425**	Oui
5	19.38	**3441.32**	265.15	1.16	**0.00776851**	Oui
4	16.32	**3479.32**	225.75	1.05	**0.00991598**	Oui
3	13.26	**3523.17**	185.74	0.94	**0.0134466**	Oui
2	10.2	**3567.02**	144.65	0.77	**0.01861563**	Oui
1	7.14	**3616.71**	102.67	0.56	**0.02762867**	Oui
RDC	4.08	**3815.31**	61.89	0.39	**0.05892693**	Oui

❖ On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

- **Conclusion général :**

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage judicieux.

Chapitre V :

Calcul Des Elements resistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- ✓ E.L.U : 1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S : G + Q
- ✓ G+Q+E

❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

- ✓ G + Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 différentes caractéristiques de béton et d'acier

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s =348MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 Version 2003 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales : [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 4\%$ au niveau de la zone courante.

$0.5\% \le \frac{A}{B.h} \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIa.
- A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et A_{min} RPA.
- A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA.

V.2.2.2. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.
St : espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{: en Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{: en Zone nodale} \end{cases}$$

- **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que : St≤ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- **Suivant (X) :** (b×h)= (30x40) cm^2

Tableau V.2 ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	N	A_{cal} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	65.85	1.35G+1.5Q	0	5.30	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-109.53	1.35G+1.5Q	0	9.2	3HA14+3HA14=9.23
	Etages 7-RDC	Travée	63.19	1.35G+1.5Q	0	5.10	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-106.30	1.35G+1.5Q	0	9.0	3HA14+3HA14=9.23
Rive	Terrasse	travée	23.45	1.35G+1.5Q	0	1.8	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-36.68	1.35G+1.5Q	0	2.9	3HA12+3HA12=6.78
	Etages 7-RDC	Travée	26.49	1.35G+1.5Q	0	2.1	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-46.39	1.35G+1.5Q	0	3.7	3HA12+3HA12=6.78

- **Suivant (Y) :** (b×h)= (30x35) cm^2

Tableau V.3 ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	N	A_{cal} (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	42.54	1.35G+1.5Q	0	3.9	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-62.90	1.35G+1.5Q	0	6.0	3HA12+3HA12=6.78
	Etages 7-RDC	Travée	48.44	1.35G+1.5Q	0	4.5	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-76.41	1.35G+1.5Q	0	7.4	3HA14+3HA12=8.01
Rive	Terrasse	travée	39.35	1.35G+1.5Q	0	3.6	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-58.16	1.35G+1.5Q	0	5.5	3HA12+3HA12=6.78
	Etages 7-RDC	Travée	44.416	1.35G+1.5Q	0	4.1	3HA12+3HA12=6.78
		Appui	-63.64	1.35G+1.5Q	0	6.1	3HA12+3HA12=6.78

-

Tableau V.4verification pp selon CBA et RPA

	niveau	Position	Combinaison	A'cm^2	Acal cm^2	A chois	A min cm^2		A chois≥Amin CBA	A chois≥A min RPA
							CBA	RPA		
Intermediare	terrasse	travée	1.35G+1.5Q	0	5.3	6.79	1.2	6	Oui	Oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	9.2	9.24	1.2	6	Oui	oui
	Eatge courant +RDC	travée	1.35G+1.5Q	0	5.1	6.79	1.2	6	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	9	9.24	1.2	6	Oui	oui
Rive	terrasse	travée	1.35G+1.5Q	0	1.8	6.79	1.2	6	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	2.9	6.79	1.2	6	Oui	oui
	Eatge courant +RDC	travée	1.35G+1.5Q	0	2.1	6.79	1.2	6	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	3.7	6.79	1.2	6	Oui	oui

Tableau V.5verification ps selon CBA et RPA

	niveau	Position	Combinaison	A'cm²	Acal cm²	A chois	A min cm²		A chois≥Amin CBA	A chois≥A min RPA
							CBA	RPA		
Intermediare	terrasse	travée	1.35G+1.5Q	0	3.9	6.79	1.05	5.25	Oui	Oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	6	6.79	1.05	5.25	Oui	oui
	Eatge courant +RDC	travée	1.35G+1.5Q	0	4.5	6.79	1.05	5.25	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	7.4	8.01	1.05	5.25	Oui	oui
Rive	terrasse	travée	1.35G+1.5Q	0	3.6	6.79	1.05	5.25	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	5.5	6.79	1.05	5.25	Oui	oui
	Eatge courant +RDC	travée	1.35G+1.5Q	0	4.1	6.79	1.05	5.25	Oui	oui
		appui	1.35G+1.5Q	0	6.1	6.79	1.05	5.25	Oui	oui

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) = 202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

- **Suivant (X) :** (b×h)= (30x40) cm^2
- **$[\sigma_b]$=15 MPA** **$[\sigma_s]$=201.63 MPA**

Tableau V6. Ferraillages des poutres principale en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	48.43	G+Q	6.78	7.5	/	Oui
		Appui	-79.76	G+Q	9.24	11.2	/	
	Etages 7-RDC	Travée	46.14	G+Q	6.78	7.2	/	Oui
		Appui	-77.21	G+Q	9.24	10.8	/	
Rive	Terrasse	Travée	17.09	G+Q	6.78	2.7	75.7	Oui
		Appui	-26.74	G+Q	6.78	4.2	118.6	
	Etages 8-RDC	Travée	19.39	G+Q	6.78	3.0	85.9	Oui
		Appui	-33.95	G+Q	6.78	5.3	150.4	

- **Suivant (Y) :** (b×h)= (30x35) cm^2 **$[\sigma_b]$=15 MPA** **$[\sigma_s]$=201.63 MPA**

Tableau V.7 ferraillages des poutres secondaire en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	Position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30.94	G+Q	6.79	6.1	/	Oui
		Appui	-45.71	G+Q	6.79	9.0	/	
	Etages 7-RDC	Travée	31.76	G+Q	6.79	6.3	/	Oui
		Appui	-55.55	G+Q	8.01	10.4	/	
Rive	Terrasse	Travée	25.79	G+Q	6.79	5.1	133	Oui
		Appui	-32.22	G+Q	6.79	6.4	166.2	
	Etages 8-RDC	Travée	24.52	G+Q	6.79	4.8	126.3	Oui
		Appui	-27.07	G+Q	6.79	5.3	139.4	

V.2.4 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant : [1]

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

Avec :

T_u: effort tranchant

La Fissurations est considérée comme préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 2.5MPa$:(Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$:(Situation accidentelle).
  - **Suivant (X) :** (b×h)= (30x40) cm^2

Tableau V.8 : vérification des contraintes de cisaillement des poutres principale

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	111.87	1,35G+1,5Q	0.994	3.33	Oui
	Etages	121.601	1,35G+1,5Q	1.08	3.33	Oui
Rive	Terrasse	54.24	1,35G+1,5Q	0.482	2.5	Oui
	Etages	65.89	1,35G+1,5Q	058	2.5	Oui

- **Suivant (Y) :** (b×h)= (30x35) cm^2

Tableau V.9 : vérification des contraintes de cisaillement des poutres secondaire

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	-49.85	1,35G+1,5Q	0.51	3.33	Oui
	Etages	-69.088	1,35G+1,5Q	0.71	3.33	Oui
Rive	Terrasse	28.61	G+Q+Edy	0.29	3.26	Oui
	Etages	29.61	G+Q+Edy	0.30	3.26	Oui

V.2.5 Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.
- $\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\varphi_l\right]$

Donc $\varphi_t = 8mm$

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

✓ **Selon le RPA 99V2003** :
$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & \text{zone nodale} \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & \text{zone courante} \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93** :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\ \ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Avec : $\alpha = 90^c$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Valeurs des armateurs transversales.

		CBA 93		**RPA 99V2003**			**$S_{t\ adopte}$ (cm)**		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
PP 30x40	1.08	33.75	1.72	10	20	1.8	**10**	15	**2.01=4HA8**
PS 30x35	0.71	29.25	1.49	8.75	17.5	1.575	**8**	15	**2.01=4HA8**

V.2.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $Mt = K \times M0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75

Tableau V.11: les donner

Poutre	h (cm)	b (cm)	D (cm)	L (cm)	A (cm²)
PP	40	30	37.5	475	6.79
PS	35	30	32.5	450	6.79

Tableau V.12: Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP 30x40	0.084	0.0625	Oui	0.084	0.075	Oui	0.008	0.0105	Oui
PS 30x35	0.078	0.0625	Oui	0.078	0.075	Oui	0.007	0.0105	Oui

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

- **Les poutres principales (30x40) :**

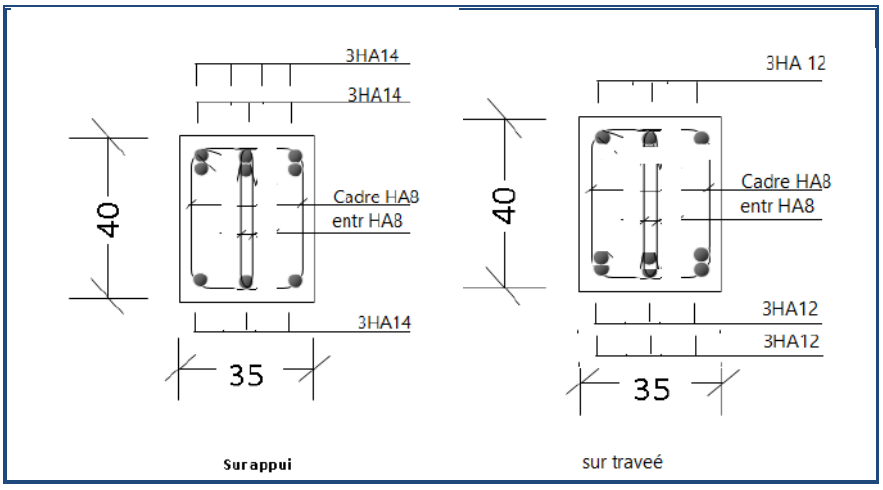


Figure.V.1: didpositon des armatures des poutres (intermédiaire et rive) courant et terrasse

- **Les poutres secondaires (30x35) :**

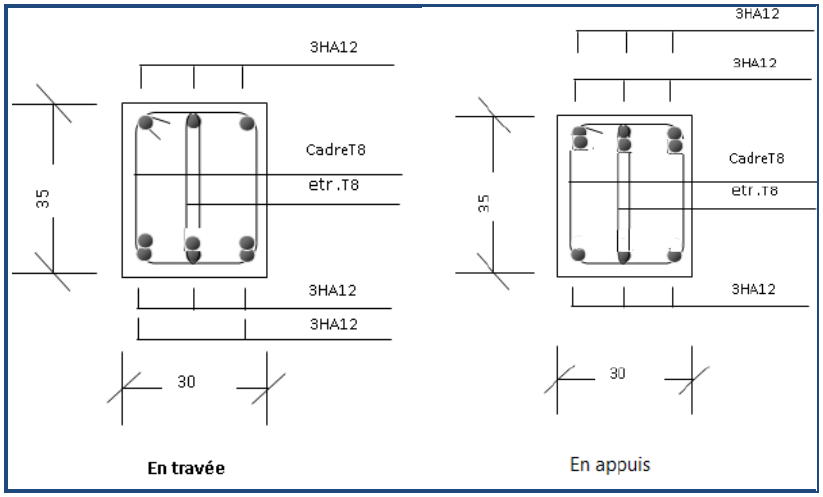


Figure.V.2: didpositon des armatures des poutres (intermédiaire et rive) courant et terrasse

V.3 Ferraillages des poteaux:

V.3.1 Introduction:

Les poteaux de notre ouvrage sont sollicités en traction et compression simple (sous un effort "N"). Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Trois cas sont possibles :

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{corr})$.

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1+e_2+e_3)$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = M_u/N_u$

e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dûes aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte du problème de flambement

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{Deformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Deformation\ instantanée\ du\ béton}$$

Généralement pour le béton :

$$\alpha = \frac{Moment\ permanent}{Moment\ totale} = \frac{M_{UG}}{M_U}$$

- M_{UG} : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- l_f : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = Max\left[\frac{l_0(cm)}{250}\right.$$

❖ on doit vérifier que $\frac{l_f}{h} \leq Max(15\ et\ \frac{20.e_1}{250})$

V.3.3 Détermination des armatures longitudinales :

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

✍ **Selon le CBA 93:**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ 1\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_\ell}{B} \leq 5\%\ \ B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

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

    $0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$: En zone courante.

    $0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

  - Le diamètre minimum est de 12 mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone IIa.
  - La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.

    Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour
  - Chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

Avec : he : la hauteur d'étage ; h'=60cm

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 Les Armatures longitudinaux des poteaux

N° etage	Cas	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	section	A (cm²)	Amin RPA (cm²)	Achoisi (cm²)
Terasse (30*30) 28.56	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	196.47	-6.85	spc	2.4	7.20	8HA12 = 9.05 cm²
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	81.65	26.77	spc	2.4		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	13.26	-1.91	spc	2.4		
7éme étage(30*30) 25.50	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	340.76	-2.43	spc	2.4		
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	154.51	23.07	spc	2.4		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	26.31	-4.34	spc	2.4		
6éme étage(30*30) 22.44	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	556.65	3.17	spc	2.4		
	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	113.84	9.08	spc	2.4		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	39.55	-3.78	spc	2.4		
5éme étage(35*35) 19.38	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	775.42	8.77	spc	2.8	9.80	8HA14 = 12.32 cm²
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	526.72	27.45	spc	2.8		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	66.39	-5.20	spc	2.8		
4éme étage(35*35) 16.32	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	997.65	13.85	spc	2.8		
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	670.83	21.02	spc	2.8		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	85.05	-3.84	spc	2.8		
3éme étage(40*40) 13.26	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1223.12	19.67	spc	3.2	12.8	8HA16 = 16.08 cm²
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	823.87	26.40	spc	3.2		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	122.45	-4.58	spc	3.2		
2éme étage(40*40) 10.20	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1452.56	25.31	spc	3.2		
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	1424.10	25.84	spc	3.2		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	145.97	-3.06	spc	3.2		
1ére étage(45*45) 7.14	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1686	28.97	spc	3.6	16.2	4HA20 + 4HA16 = 20.61 cm²
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	1649.73	30.55	spc	3.6		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	192.92	-3.39	spc	3.6		
Rdc (45*45) 4.08	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1929.2	42.42	spc	3.6		
	Mmax --> Ncorr	1,35.G+1,5.Q	1878.79	47.12	spc	3.6		
	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	222.87	-0.94	spc	3.6		

NB :

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

V.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée comme Préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Tableau V.14: Valeurs des contraintes à l'E.L.S. **(**poteaux)

N°etage	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)	vérifie
terasse pot30x30 28.56	G+Q	143.15	-5.17	1.9	0.00	23.8	15.00	201.63	Cv
	G+Q	59.58	19.44	3.8	47	36.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	18.22	-2.63	0.6	4	6.2	15.00	201.63	Cv
7eme etage pot30x30 25.50	G+Q	247.70	-1.74	2.1	0.00	29.8	15.00	201.63	Cv
	G+Q	112.64	16.73	3.6	25.10	37.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	36.08	-6.63	1.6	16.2	16.9	15.00	201.63	Cv
6eme etage pot30x30 22.44	G+Q	404.00	2.30	3.5	0	48.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	166.83	14.04	3.3	7	38.8	15.00	201.63	Cv
	G+Q	53.53	-5.78	1.5	8.8	13.4	15.00	201.63	Cv
5eme etage pot35x35 19.38	G+Q	562.40	6.37	3.7	0.00	51.6	15.00	201.63	Cv
	G+Q	383.07	19.91	4.0	0.00	51.3	15.00	201.63	Cv
	G+Q	89.40	-7.93	2.9	0.00	39.7	15.00	201.63	Cv
4eme etage pot35x35	G+Q	723.35	10.06	4.9	0.00	68.0	15.00	201.63	Cv
	G+Q	487.81	15.24	4.1	0.0	54.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	114.25	-5.86	1.2	0.00	15.4	15.00	201.63	Cv

3eme etage pot40x40 13.26	G+Q	886.68	14.28	4.5	0.00	63.6	15.00	201.63	Cv
	G+Q	599.09	19.14	3.6	0.00	49.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	164.17	-6.97	1.1	0.00	15.2	15.00	201.63	Cv
2eme etage pot40x40 10.20	G+Q	1052.92	18.38	5.4	0.00	76.3	15.00	201.63	Cv
	G+Q	1032.53	18.72	5.5	0.00	76.8	15.00	201.63	Cv
	G+Q	195.44	-4.65	1.1	0.00	15.3	15.00	201.63	Cv
1ere etage pot45x45 7.14	G+Q	1222.09	21.03	4.8	0.00	68.60	15.00	201.63	Cv
	G+Q	1196.11	22.13	4.8	0.00	68.60	15.00	201.63	Cv
	G+Q	258.12	-5.09	1.1	0.00	15.0	15.00	201.63	Cv
RDC pot45x45 4.08	G+Q	1398.41	30.79	5.7	0.00	80.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	1362.27	34.12	5.7	0.00	80.7	15.00	201.63	Cv
	G+Q	297.98	-1.44	1.0	0.00	15.2	15.00	201.63	Cv

V.3.5/Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **justification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime,elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles R.P.A99 par La valeur suivante :

$$\tau_b = \rho_d . f_{c28}$$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si\ l'élancement \quad \lambda \geq 5 \\ 0.04 & si\ l'élancement \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$

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

$L_f = 0.7\ l_0$: longueur de flambement ;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: rayon de giration ;

I : moment d'inertie du poteau

A : section du poteau.

Selon le règlement CBA93 :

- $\overline{\tau_U} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ si la fissuration est préjudiciable.

$$\begin{cases} \overline{\tau_U} = 2.5MPa & situation\ durable \\ \overline{\tau_U} = 3.26MPa & situation\ accidentel le \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	situations	$T_{u\ max}$ (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	τ_u **RPA (Mpa)**	τ_u CBA (MPA)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(45*45)	ELU	113.29	0.6	22	0.075	1.875	2.5	Cv
(40*40)	ELU	54.409	0.36	18.55	0.075	1.875	2.5	Cv
(35*35)	ELU	42.501	0.37	21.20	0.075	1.875	2.5	Cv
(30*30)	ELU	28.35	0.34	24.73	0.075	1.875	2.5	Cv

VII.3.6/<u>Calcul des armatures transversales</u> :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivantes :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h \ . f_e}$$

T_u: l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur de section du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10cm & zone\ nodale \\ \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi_l\right) & zone\ courante \end{cases}$$

ϕ : diamètre minimale des armatures longitudinaux du poteau.

ρ_a :Coefficient correcteur en fonction de l'él,il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

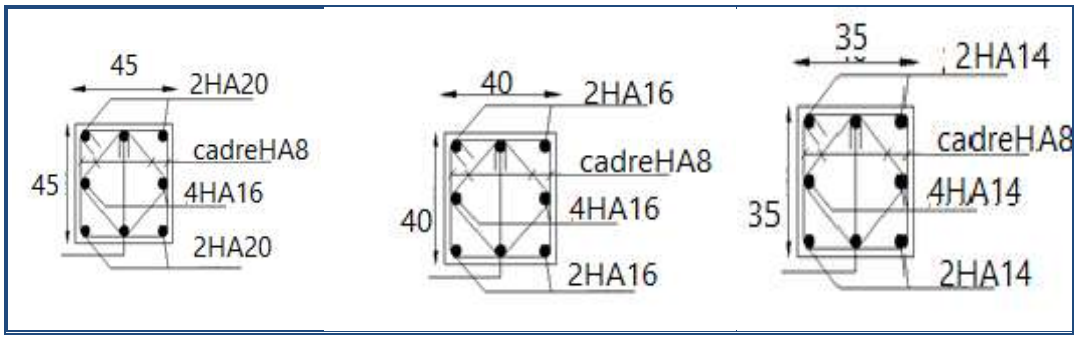
La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit:

$$\frac{A_t}{S_t.b_1}=\begin{cases}0.3\% & \text{si} \quad \lambda \geq 5\\ \left(\frac{10}{\lambda^2}\right)\% & \text{si } 3<\lambda<5\\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda \leq 3\end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants:

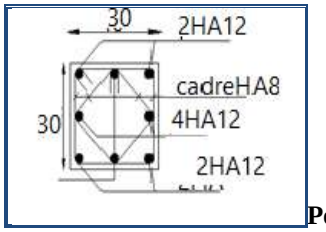
Tableau.v.16 : les armatures transversales et leurs espacements

NIV	Section (cm^2)	T_u (KN)	ρ_a	λ	Zone	St cal(cm)	St fin(cm)	Atcal (mm^2)	Atmin (mm^2)	Choix Cm^2
Rdc+1ére étage	45*45	113.29	2.5	6.34	zn	10	8	1.57	1.08	4HA8= 2.01
					zc	16	12	1.94	1.83	
2+3éme étage	40*40	54.409	2.5	5.35	zn	10	8	0.85	0.96	4HA8= 2.01
					zc	16	12	1.36	1.8	
4+5éme étage	35*35	42.501	2.5	6.12	zn	10	8	0.75	0.84	4HA8= 2.01
					zc	14	12	1.21	1.57	
6+7+8éme étage	30*30	28.35	2.5	7.14	zn	10	8	0.59	0.72	4HA8= 2.01
					zc	12	12	0.94	1.35	



Poteau (45*45) **poteau(40*40)** **poteau(35*35)**

N : RDC+1ére étag **N :2+3éme étage** **N : 4+5éme étage**



Poteau(30*30) NIV 6+7+8eme etage

Figure.V.3: schéma de ferraillage des poteaux

V.4 Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.
Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins). Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales repartie ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des refends se compose des trois types d'armatures suivantes :

- Les armatures verticales.
- Les armatures transversales.
- Les armatures horizontales.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3 Traitement du " SAP 2000 ":

Pour le traitement des voiles avec le logiciel SAP 2000, on a utilisé le bloc " SHELL "; et on a effectué un maillage pour mieux comprendre le comportement des voiles.

V.4.4 Recommandations règlementaires:

❖ **Aciers verticaux [Art 7.7.4.1]**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité :**

✍ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue.

✍ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu. $A_{ver} = 0{,}2\%B_t$

- 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 égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile **0,15 %** $(A_{ver} = 0{,}15\%B)$
  - ✓ En zone courante **0,10 %** $(A_{ver} = 0{,}1\%B)$

❖ **Aciers horizontaux : [Art 7.7.4.2]**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0{,}9d; 40cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h \cdot f_{eh}}{0{,}4.a} \qquad S_t \leq \frac{A_h.0{,}9.f_{eh}}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

Avec :

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0,9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \quad ; \; S_h \leq \min[1{,}5a; 30cm]$$

❖ **Armatures transversales:**

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.1. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes : **30cm ≤1.5 a**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doit être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.5 Armatures verticales:

a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Tableau V.17 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
f_{c28}= 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ $_s$=348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les tableaux Suivants :

✓ **Sens longitudinale X etY: Voile 1 (VL1 : L=4.75m ; a = 15cm)**

Tableau V.18 : Ferraillage verticale du voile 1

Niveau	L (m)	Combinaison	N KN	M KN.m	A_1 cm²	A_2 cm²	A_{min} CBA *(cm²)*	A_{min} RPA *(cm²)*	0.20%B *(cm²)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
RDC 1ère	4.30	0.8G+Edy	2766.28	3132.41	17.80	17.80	3.22	9.675	12.9	***22HA12= 24.88cm²***
2ème 3ème	4.35	0.8G+Edy	2086.35	2352.21	18.00	18.00	3.26	9.78	13.05	***22HA12= 24.88cm²***
4ème 5ème	4.40	0.8G+Edy	1414.42	1702.25	18.20	18.20	3.30	9.9	13.20	***22HA12= 24.88cm²***
6éme 7éme 8éme	4.45	G+Q+Edy	886.89	1004.59	18.40	18.40	3.33	10.01	13.35	***22HA12= 24.88cm²***

*** Sens longitudinale XetY : Voile 2 (VL2 : L=3.15m ; a = 15cm)**

Tableau V.19 : Ferraillage verticale du voile 2

Niveau	L (m)	Combinaison	N KN	M KN.m	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20% B *(cm²)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
RDC+ 1ére	2.70	0.8G+Edy	2103.02	1343.55	11.4	11.4	2.02	6.075	8.1	**14HA12= 15.83 *cm²***
2+3éme	2.75	G+Q+Edy	1785.60	929.03	11.6	11.6	2.06	6.187	8.25	**14HA12= 15.83 *cm²***
4+5éme	2.80	G+Q+Edy	1241.61	677.42	11.8	11.8	2.10	6.3	8.40	**14HA12= 15.83 *cm²***
6+7+ 8éme	2.85	G+Q+Edy	675.98	438.15	12.00	12.00	2.13	6.412	8.55	**15HA12= 16.96 *cm²***

V.4.6 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

✓ **Sens longitudinale X et Y : Voile 1 (VL1 : L=4.75m ; a = 15cm)**

Tableau V.20: Vérification à l'ELS de voile 1(sens x et y)

Niveau	L (m)	combinaison	N KN	M KN.m	A_1 cm^2	A_2 cm^2	$б_b$	$б_{s'}$	$б_s$
RDC+ 1ére	4.30	G+Q	1327.41	-107.03	***24.88***	***24.88***	2	30.2	/
2+ 3éme	4.35	G+Q	1073.67	-36.26	***24.88***	***24.88***	1.5	23	/
4+ 5éme	4.40	G+Q	807.42	15.50	***24.88***	***24.88***	1.1	16.8	/
6+7+ 8éme	4.45	G+Q	503.31	19.77	***24.88***	***24.88***	0.7	10.6	/

➢ **Voile 2 (L=3.15m ; a = 15cm)**

Tableau V.21: Vérification à l'ELS de voile 2(sens x et y)

Niveau	L (m)	combinaison	N KN	M KN.m	A_1 cm^2	A_2 cm^2	$б_b$	$б_{s'}$	vérifica
RDC+ 1ére	2.70	G+Q	846.23	44.87	**15.83**	**15.83**	2.1	30.8	Cv
2+ 3éme	2.75	G+Q	707.77	19.67	**15.83**	**15.83**	1.6	24.2	cv
4+ 5éme	2.80	G+Q	548.77	21.94	**15.83**	**15.83**	1.3	18.9	Cv
6+7+ 8éme	2.85	G+Q	353.88	20.17	16.96	16.96	0.8	12.2	cv

✓ **Espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 1{,}5 \times 15 = 22.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 *cm* …. (en zone courante).
- S_t = 10 *cm* …..(en zone d'extrémité du voile).

V.4.7 Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$

Avec: $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute

✓ **Sens longitudinale X et Y:**

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.22: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins.

VOILL		L (m)	Vu (kN)	$\bar{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b RPA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
V1	RDC+1ére étage(45*45	4.75	674.85	944.79	ACC	1.62	5	Oui
	2+3éme	4.75	653.72	915.20	ACC	1.55	5	Oui
	4+5éme	4.75	536.54	751.156	ACC	1.26	5	Oui
	6+7+8éme	4.75	370.78	519.092	ACC	0.86	5	Oui
V2	RDC+1ére étage(45*45	3.15	407.62	570.66	ACC	1.56	5	Oui
	2+3éme étage	3.15	344.85	482.79	ACC	1.30	5	Oui
	4+5éme étage	3.15	267.78	374.89	ACC	0.99	5	Oui
	6+7+8éme étage	3.15	186.60	261.24	ACC	0.67	5	Oui

✓ **Calcul les armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

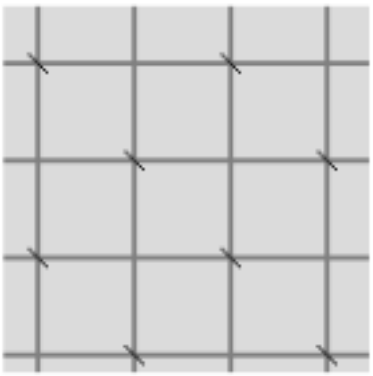
- **Selon le RPA 99 version 2003:**

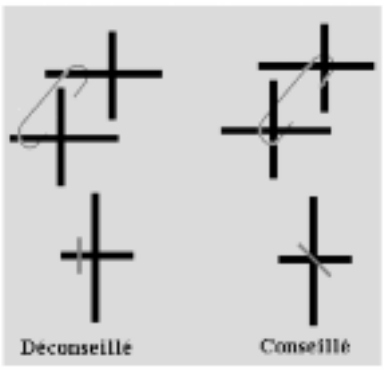
$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \quad S_h \leq \frac{A.h}{0.0030} \quad S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

Tableau V.23: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements.

VOILL	L (m)	S_h (cm)		$\emptyset_{max}$ (cm)	$A_{h\,min}$ (cm^2) (RPA)	$A_{hchoisie}$ (cm^2)	$S_{hchoisi}$ (cm)
		RPA	CBA				
V1	4.75	22.5	40	1.5	10.68	2x (14T10) =11.00	20.00
V2	3.15	22.5	40	1.5	7.08	2x (14T10) =11.00	20.00

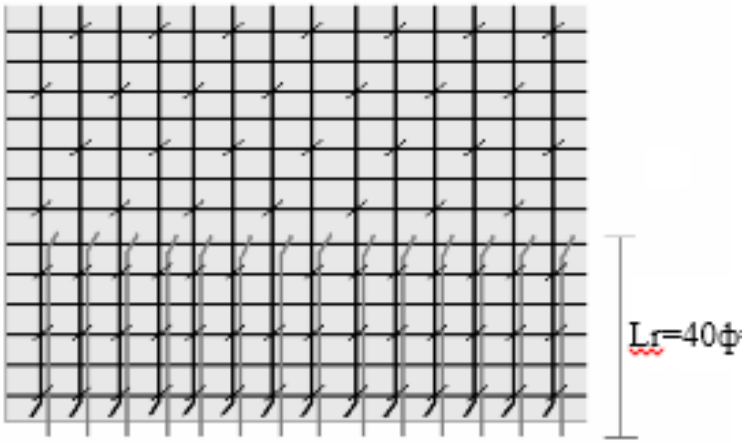




Disposition des épingles

Fig.V.4 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.



la zone de recouvrement des voiles

Fig.V.5 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.8. .Les Voiles avec ouverture:

V.4.8.1. les trumeaux

Calcul armatures verticales des trumeaux (1- Voiles avec ouverture (poutre)) :

- Sens longitudinale X : Voile 1(L=4.50m)

Tableau V.24:. Ferraillage verticale les trumeaux du voile 1.

Étage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et1^{ère} (45*45)	V_1	15×405	714.37	227.56	G+Q+Edy	16.8	20	21 * HA 12 = 23.75cm^2
2ème et 3ème (40*40)	V_1	15×410	1005.42	109.77	G+Q+Edy	17	20	21 * HA 12 = 23.75cm^2
4ème et 5ème (35*35)	V_1	15×415	775.64	-102.53	G+Q+Edy	17.2	20	21 * HA 12 = 23.75cm^2
6ème et 7ème et 8^{éme} (30*30)	V_1	15×420	503.60	-62.78	G+Q+Edy	17.4	20	21 * HA 12 = 23.75cm^2

2- Voiles avec ouverture (fenêtre) :

- Sens Transversale x et Y : Voile 2(L=5.06m)

Tableau V.25: Ferraillage verticale les trumeaux du voile 2.

Étage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et1ére	V_2	15×461	229.90	404.09	G+Q+Edx	19	20	24 * HA 12 = 27.14cm^2
2ème et 3ème	V_2	15×466	207.14	351.55	0,8G+Edx	19.2	20	24 * HA 12 = 27.14cm^2
4ème et 5ème	V_2	15×471	160.36	255.22	0,8G+Edx	19.4	20	24 * HA 12 = 27.14cm^2
6ème et 7ème	V_2	15×476	106.86	155.28	0,8G+Edx	19.6	20	24 * HA 12 = 27.14cm^2

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.v.26: vérification des armatures a ELS des trumeaux

voil	L(m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{adP} (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
V1	4.50	551.96	367.80	21 * HA 12 = 23.75cm^2	1.5	15	21.8	201,63	CV
V2	5.06	539.26	22.97	24 * HA 12 = 27.14cm^2	0.7	15	11.2	201,63	CV

❖ Calcule armatures horizontales des trumeaux

Tableau .V.27: Calcul des armateurs horizontaux des

Voil	L (m)	V (KN)	1.4V	combinaison	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm)	Acal (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$	vérification
V1	4.50	114.80	160.72	G+Q+Edy	0.44	5	20	10.125	2x (14HA10) =11.00 cm^2	C.V
V2	5.06	229.90	321.86	G+Q+Edy	0.62	5	20	11.385	2(15 * HA 10) = 11.78cm^2	C.V

V.4.8.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

❖ Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

❖ Selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.2):*

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1{,}4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.3.1)* **:**

- **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ $\begin{cases} \lambda > 1 & \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 & \text{(linteau court)} \end{cases}$

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t\, fe\, \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.
A_t: section d'armatures transversales.
L : portée du linteau.
Z = h – 2 d'

b. linteau court λ< 1

On doit avoir :$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

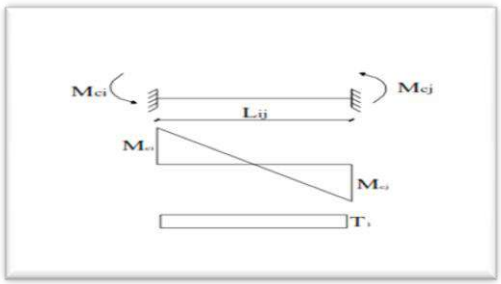


Figure V. 6.effort tranchant et moment dans le linteau

1. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.3.2)* **:**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = V_u (sans majoration)

- Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003 (Art 7.7.3.3) :

On a:

$A_l \geq 0,15\%\, b.h$

$A_c \geq 0,20\%\, b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

$A_D = 0,15\%\, b.h$ si $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

$$\begin{cases} A_t \geq 0{,}15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \\ A_t \geq 0{,}25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0{,}06 f_{c28} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

1/

- Sens transversale x: Voile 1 (L=4,50m)

Tableau .V.28: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 1.

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
1ère	V_1	15	0.86	1.00	231.04	2.79	0.25	Traction (compression)
2éme-3ème	V_1	15	0.86	1.00	126.53	1.53	0.40	Traction (compression)
4ème-5ème	V_1	15	0.86	1.0	91.98	0.11	0.35	Flexion simple
6ème- 7ème-8éme	V_1	15	0.86	1.00	55.18	0.67	0.35	Flexion simple

Tableau .V.29:calcul d'armatures longitudinales et transversales du viole 1.

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Al	At	A_c	Ad		Al	At	A_c	Ad
1ère	1.94	1.58	2.58	4.43	15	2 (3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(4HA12) =4.52 cm²
2éme-3ème	1.94	1.58	2.58	2.43	15	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²
4ème-5ème	0.02	1.58	2.58	2.43	15	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²
6ème-7ème-8éme	0.02	1.58	2.58	2.43	15	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²	2(3HA12) =3.39 cm²

2/ **Tableau .V.30:** Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 2

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
$1^{ère}$	V_2	15	0.9	1.20	120.07	1.38	33.03	Flexion simple
$1^{ére}$-$2^{ème}$	V_2	15	1.66	1.20	336	2.10	92.23	Traction (compression)
$2^{ème}$-$3^{ème}$	V_2	15	1.66	1.20	333.84	2.09	95.44	Traction (compression)
$3^{ème}$-$4^{éme}$	V_2	15	1.66	1.20	287.10	1.79	80.10	Traction (compression)
$4^{éme}$-$5^{éme}$	V_2	15	1.66	1.20	260.03	1.62	74.64	Traction (compression)
$5^{éme}$-$6^{éme}$	V_2	15	1.66	1.20	212.83	1.33	60.06	Flexion simple
6^{eme}-7^{eme}	V_2	15	1.66	1.20	172.80	1.08	50.04	Flexion simple
$7^{ème}$-$8^{éme}$	V_2	15	1.66	1.20	117.01	0.73	33.00	Flexion simple
$8^{éme}$	V_2	15	0.76	1.20	31.89	0.44	9.09	Flexion simple

Tableau .V.31:calcul d'armatures longitudinales et transversales du viole 2.

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Al	At	A_c	Ad		Al	At	A_P	Ad
1éré	1.36	1.58	/	/	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	/	/
1ère - 2ème	3.74	0.56	4.98	5.18	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2
2ème - 3ème	3.74	0.56	4.98	5.15	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2
3ème - 4ème	3.74	0.56	4.98	4.43	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2
4ème - 5ème	3.74	0.56	4.98	4.01	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2	2(5HA12) =5.65cm^2
5ème - 6ème	1.31	1.52	/	/	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	/	/
6ème - 7ème	1.09	1.58	/	/	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	/	/
7ème-8éme	0.72	1.58	/	/	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	/	/
8éme	0.45	1.58	/	/	15	2(4HA12) =4.52 cm^2	2(2HA12) =2.26 cm^2	/	/

V.8. Conclusion :

D ans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important.

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

Chapitre VI :

Etude L'infrastructure

VI.1 Calcul des fondations :

VI.1.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appui.

VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol:

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

Dans notre cas, d'après les informations recueilles au prés du BET

- La contrainte du sol : σ_s = 2,2bars.
- Profondeur d'ancrage : **D**= 1.5m.
- Angle de frottement interne : φ = 26°
- Poids volumique total humide: γ= 18.00 kN/m^3

VI.1.3 Choix du Type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant deux paramètres :

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

VI.1.4 Vérification du chevauchement :

VI.1.4.1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- σ_{sol} : contrainte admissible du sol.
- N_{ser}^{max} : charge supportée par la fondation la plus sollicitée.
- S : surface de la semelle.

A. Semelle isolée :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_s = \frac{N}{A \times B}$

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \text{….. (Figure.VI.1)}$$

Nous avons des poteaux rectangulaires : S = a×b donc : $\Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$

$$\sigma = \frac{N}{\frac{b}{a} \times A^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{(\frac{b}{a}) \times \sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b}} \cdot \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \quad \text{et} \quad d_b \geq \frac{B-b}{4}$$

Il faut prendre : d=Max (d_a et d_b) et $d_a \geq 6\varphi + 6$

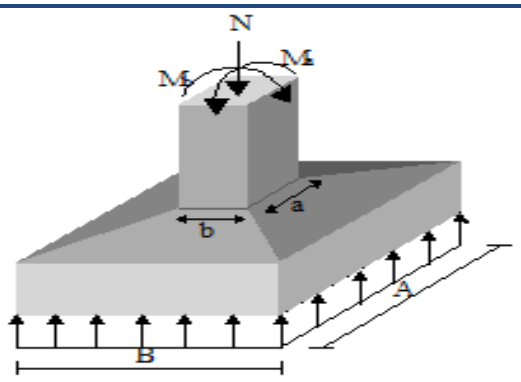


Figure.VI.1. Semelle isolée sous poteau.

Les résultats des efforts normaux N_{max} appliqués aux fondations pour notre bloc sont récapitulés dans le tableau suivant :

Semelle	N_{Ser} (KN)	Acal (m)	Bcalc (m)	$A_{Choisie}$ (m)	$B_{Choisie}$ (m)	$\sigma_{calculé}$ MPa	σ_{adm} MPa	D(m)	$D \geq \frac{1.5}{2}(A+A')$
S_1	1028.55	2.4	2.16	2.40	2.40	0.206	0.22	**3.40**	**C.N.V**
S_2	885.69	2.20	2.006	2.20	2.20	0.209	0.22	**2.43**	**C.N.V**
S_3	975.87	2.30	2.106	2.30	2.30	0.210	0.22	**3.11**	**C.N.V**
S_4	1051.87	2.40	2.186	2.40	2.40	0.209	0.22	**3.11**	**C.N.V**
S_5	956.67	2.30	2.085	2.30	2.30	0.207	0.22	**2.43**	**C.N.V**
S_6	843.68	2.10	1.958	2.10	2.10	0.217	0.22	/	**C.N.V**
S_7	1463.35	2.80	2.58	2.80	2.80	0.213	0.22	**4.10**	CNV
S_8	1164.5	2.70	2.50	2.70	2.70	0.212	0.22		**C.N.V**

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

$D \geq \frac{1.5}{2}(A+A')$

D : la distance entre les deux poteaux.

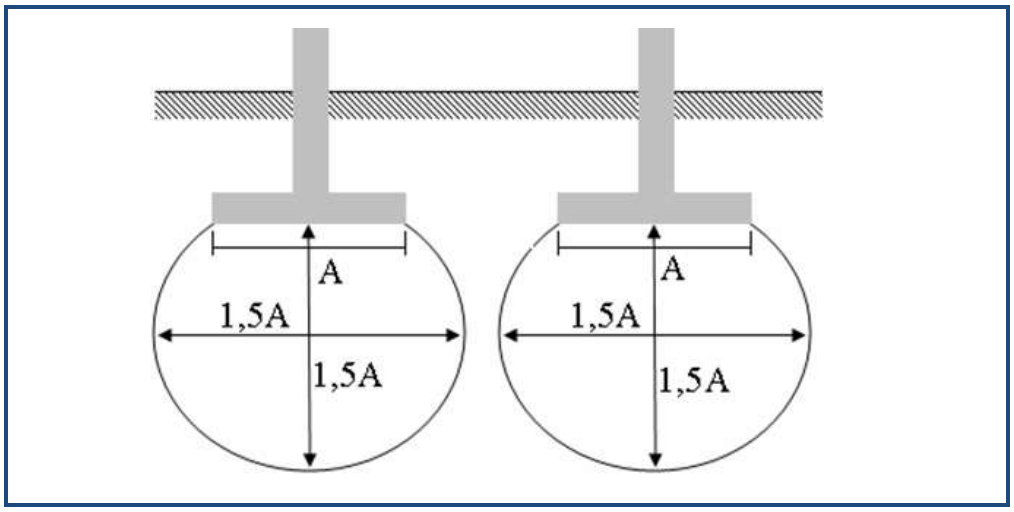


Figure.VI.2. Les bulles de pression.

✓ **Conclusion :**

D'après le tableau on remarque qu'il y a interférence des semelles isolées (chevauchement), donc on passe à l'étude des semelles filantes.

B. Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on destine : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux transmis du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

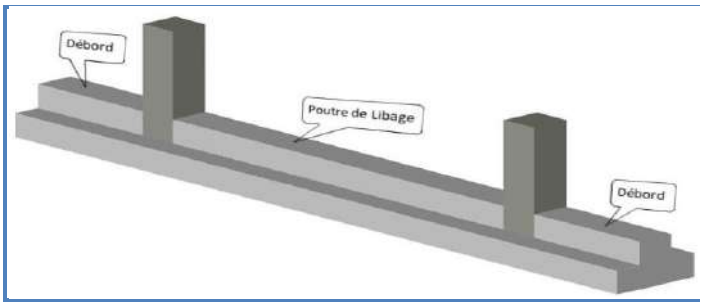


Fig VI.3: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

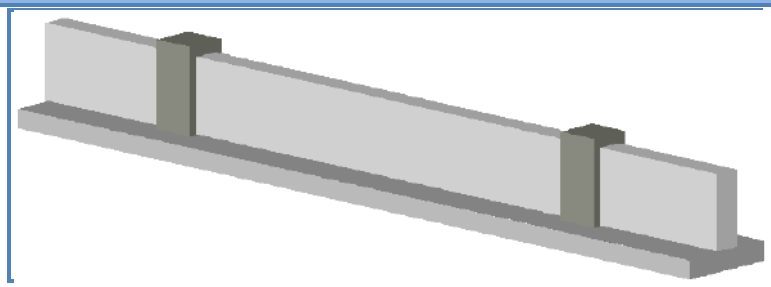


Fig VI.4: Schéma d'une semelle filante sous voile

B.1 Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $N = \frac{\sum N_i}{L}$ Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en prenant en compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	M_{ser}/ml (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
$SF_{1(p+v)}$	23.13	6193.58	267.77	1829.25	79.08	1.21	1.30	0.4	0.35	0.30
$SF_{2(p)}$	25.90	7225.48	278.98	11.13	0.43	1.27	1.30	0.4	0.35	0.30
$SF_{3(p+v)}$	19.50	6831.81	350.34	2443.43	125.30	1.59	1.60	0.4	0.35	0.30
$SF_{4(p)}$	9.96	2829.04	284.04	6.795	0.68	1.29	1.30	0.4	0.35	0.30
$SF_{5(p+v)}$	7.9	2839.35	359.41	2276.05	288.10	1.63	1.70	0.4	0.35	0.30
$SF_{6(p+v)}$	11.18	2414.75	215.99	1683.58	150.59	0.98	1.00	0.4	0.35	0.30
$SF_{7(p)}$	7.9	2998.58	379.57	5.1	0.64	1.72	1.80	0.4	0.35	0.30
$SF_{8(p+v)}$	7.9	3197.1	433.36	2323.97	294.17	1.84	1.90	0.4	0.35	0.30

VI.4.2.. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser}(KN)	M_{ser} (KN.m	$P_{semelle}$ (K)	S_f (m^2)	σ calculé (Mpa)	σ_{adm} (MPA)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF_1	6193.58	1829.25	547.8	30.07	0.206	0.22	C.V
SF_2	7225.48	11.13	493.75	33.67	0.215	0.22	C.V
SF_3	6831.81	2443.43	506.82	31.20	0.219	0.22	C.V
SF_4	2829.04	6.795	251.0	12.95	0.218	0.22	C.V
SF_5	2939.35	2276.05	297.77	13.43	0.211	0.22	C.V
SF_6	2414.75	1683.58	205.38	11.18	0.216	0.22	C.V
SF_7	2998.58	5.1	314.49	14.22	0.211	0.22	C.V
SF_8	3197.1	2323.97	331.195	15.01	0.213	0.22	C.V

VI.4.3.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.
Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales :

$A=N\ (1+\frac{3e_{0b}}{B})\ (\frac{B-b}{8.d.\sigma_s})$; $ESP = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Avec :
n: étant le nombre de barres
[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
[σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Nser/ml (KN/ml)	Au	Aser	Aadopt(cm 2)	Achoisie(c m2)	ESP (cm)
SF1	259.55	267.77	2.93	5.21	5.21	10HA12= 11.31cm2	15
SF2	380.21	278.98	4.29	5.43	5.43		
SF3	480.82	350.34	5.36	6.73	6.73		
SF4	392.32	284.04	4.43	5.53	5.53		
SF5	491.08	359.41	5.95	7.51	7.51		
SF6	502.37	215.99	5.83	4.34	5.83		
SF7	521.92	379.57	6.84	8.57	8.57		
SF8	634.35	433.36	8.92	10.50	10.50		

- Pour les semelles (SF1, SF2, SF3, SF4, SF5, SF6) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

Armatures de répartition :

$Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$; $ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Tableau VI.5: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	Arépartition (cm2)	ESP (cm)
SF (1à8)	7HA12=7.92	20

VI.4.4. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

$ls \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.6:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1 à 8)	12	42.86	23.75	47.5	Courbe ou rectiligne

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes ou rectiligne .

VI.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque 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= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.7: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e0(m)	B(m)	B/4 (m)	e0 ≤ B/4
SF1	6003.32	11.97	0.002	1.90	0.475	C.V
SF2	9847.425	15.385	0.0015			C.V
SF3	9376.012	61.295	0.0065			C.V
SF4	3907.55	9.215	0.0023			C.V
SF5	3879.533	1.92	0.0005			C.V
SF6	5616.541	5.455	0.0017			C.V
SF7	4123.22	7.14	0.002			C.V
SF8	5011.378	8.25	0.0016			C.V

VI.5. Ferraillage poutre libage:

VI.5.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même 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.
Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; \ l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :
E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
L : La plus grande travée dans la fille
K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF2 ,SF3,SF4,SF5,SF6 et SF8) respectivement .

Tableau VI.8: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.45	4.56	0.80	1286250	4.86	oui
PL2	0.45	4.56	0.80	1286250	4.86	oui
PL3	0.45	4.75	0.80	1286250	4.86	oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :
Ni: la somme des efforts normaux.
L : La longueur totale 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 représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	∑N (ELU) KN	∑N (ELS) KN	L (m)	qu (KN/m2)	qser (KN/m2)
PL1	9847.425	7225.48	25.90	380.20	278.97
PL2	3907.55	2829.04	9.96	392.32	284.04
PL3	4123.22	2998.58	7.90	521.92	379.56

VI.5.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

En travées :

À l'ELU:

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.10: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)
PL1	643.65	308.91	470.26	226.42
PL2	679.81	339.91	492.18	246.09
PL3	981.32	490.66	713.65	356.83

VI.5.3Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm2)	A' (cm2)	Choix(cm2)
PL1	Travée	308.91	77	12.00	0.00	6HA20=18.85
	appui	643.65	77	26.50	0.00	12 HA 20 =37.70
PL2	Travée	339.91	77	13.30	0.00	6 HA 20 = 18.85
	appui	679.81	77	28.20	0.00	12HA 20 =37.70
PL3	Travée	490.66	77	19.70	0.00	9HA20=28.27
	appui	981.32	77	43.30	0.00	18HA20=56.55

Vérification des contraintes à l'ELS :
Pour une fissuration préjudiciable :
[σb]= 15Mpa
[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.12: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		AELU (cm2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	18.85	226.42	5.8	175.3	oui
	Appui	37.70	470.26	9.6	189.2	oui
PL2	Travée	18.85	246.09	6.3	190.1	oui
	Appui	37.70	492.18	10	198	oui
PL3	Travée	28.27	356.83	7.9	188.2	oui
	Appui	56.55	713.65	12.9	196.4	oui

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.5.Armatures transversales :

$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau VI.13: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τu	[τu]	At(cm2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	730.45	2.10	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL2	770.52	2.22	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL3	840.35	2.42	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25 cm x 30 cm): S2

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F= (N/ \alpha) \geq 20$ KN

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

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*30 cm2

Matériaux :

Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15∅1)

Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : A ≥ Amin = $\frac{b.h}{1000}$

St ≤ min [0.9d ; 40cm]

$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.k)}{0.9f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$

Avec K=1, α=900

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN avec :α=15

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.14 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm2)	Nu (KN)	F(KN)	Acalculée(cm^2)	Achoisie(cm^2)	Amin CBA (cm2)	AMin RPA (cm2)	Vérification
30*30	982.45	65.49	1.88	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/Achoisie

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.15: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm2)	Nser (KN)	F(KN)	Acalculé(cm2)	Aadoptée (cm2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	714.98	47.66	2.35	6.78	70.29	201.63	CV

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

Øt ≤ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

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

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

St = min [h/4 ; 12Øl] …….. [Zone nodale]
St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
$St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

□□Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

St = min [0.9d ; 40cm]
$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.16 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm2)	τu(Mpa)	St (cm)	At(cm2)	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At(cm2)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At choisie (cm2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8 =2.01

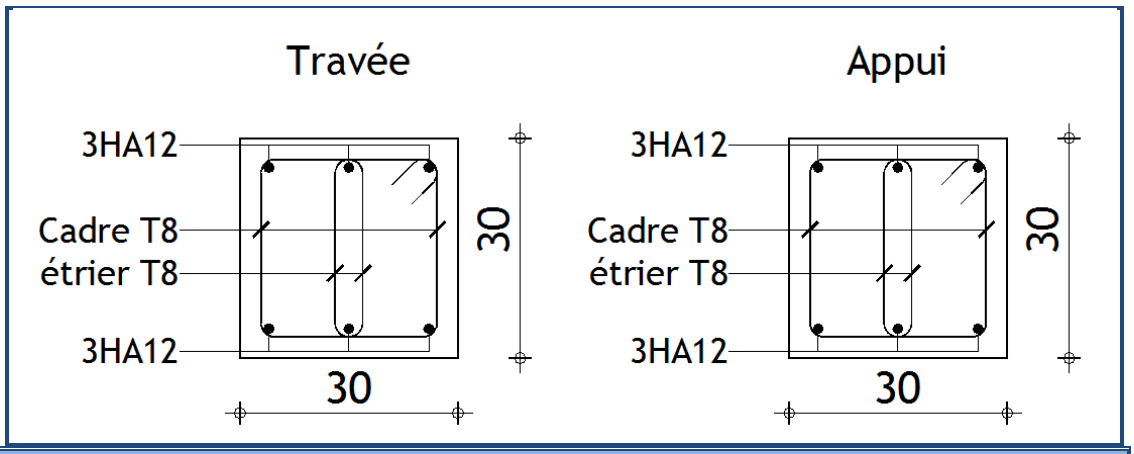


Fig VI.5: Ferraillage des longrines

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.
- Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Cours de formation
- Mémoire fin d'étude

Logiciels :

- SAP 2000 version 17
- Robot Expert
- Auto-CAD 2016
- Socotek