REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université YAHIA FARES de MEDEA

Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de matière

Pour l'obtention du diplôme master de Génie civil

Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+5) dans une zone sismique III

Réalisé par :

*Mr CHAOUATI Amine

*Mr BRAHIM BELHAOUARI Oussama

Dirigé par :

Mr SKENDER Zakaria

Promotion: Juin 2016

REMERCIMENT

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 Mr SKENDER ZAKARIA 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.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à l'élaboration de ce projet, en particulier.

Dr BOUKANDAKDJI OTHMANE

Et tous ceux qui l'ont oublié.

On leur dit merci de tout notre cœur

CHAOUATI AMINE

BRAHIM BELHAOUARI OUSSAMA

اهداء

الحمد لله الذي وفقنا لهذا ولم نكن لنصل إليه لو لا فضل الله علينا

أما بعد

أهدي هذا العمل المتواضع أمي و أبي

وإلى أفراد أسرتي ، سندي في الدنيا ولا أحصي لهم فضل

إلى كل أقاربي :أخوالي وخاصة خالي محفوظ حفظه الله و رعاه

والى خالتي العزيزة

إلى كل الأصدقاء و الأحباب "زكريا. يوسف .حسام .محمد ص .

وليد ع. وليد ت .وليد ص حمزة ي سيف الدين غ انور ابراهيم

عبد الرحمان عصام جلول اسلام

وجميع أحبائي من دون استثناء.....

إلى أساتذتي الكرام و كل رفقاء الدراسة خاصة

قسم هندسة المواد ...

وفي الأخير أرجوا من الله تعالى أن يجعل

عملي هذا نفعا يستفيد منه جميع الطلبة

المتربصين المقبلين على التخرّج.

أمين

اهداء

أهدي هذا العمل المتواضع الذي اجتهدت في إعداده إلى:

والدي العزيز رحمه الله وامي الغالية وجميع عائلتي

ايمن-نجود

إلى جدتي الغالية . وكل الأهل والأقارب.

إلى كل الزملاء والزميلات في قسم الهندسة المدنية :

زكي -جبار-حسام -براهيم -جلول-اسلام-مروان-كمال-عماد-فاتح-محمد بن ناصر

الى كل زملاء العمل:محمد بن عمور-حمزة بلقرش-اعمر- لعواجي .

الى كل من أصدقاء الدراسة.

ورفقاء الدرب المختار. العربي .وزيري .إهاب -الحلو -احمد-نبيل

رضا .محمد امين.

وجميع الاصدقاء دون استثناء.

اسامة ولزاهيم بلعواجي

ملخص:

هذا المشروع هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي + 5طوابق ليتم انجازها في ولاية الجزائر والمصنفة ضمن المنطقة زلزالية III.
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية محققة بواسط ة نظام العارضات و الاعمدة

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

*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل .

*قانون الخرسانة المسلحة .

Résumé :

Ce projet est une étude d'un Bâtiment (RDC+5) qui est implanté dans willaya D' ALGER cette région est classée dans la zone de Forte sismicité III .

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

Abstract:

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software

SOMMAIRE:

Remercîment .....
dédicaaces .....
Résumé .....
Liste des tableaux, figures et notations .....
INTRODUCTION 1

CHAPITRE I

I Présentation de l'ouvrage : 2
I-1-Introduction : 2
I.2. Caractéristiques géométriques: 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment: 2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment: 2
I.3 Caractéristique structurelle : 5
I.3.1 Système de contreventement: 5
I.3.2 Planchers: 5
I3.3 Maçonnerie: 6
I.3.4 Revêtements: 6
I.3.5 L'acrotère : 6
I.3.6. les escaliers: 6
I.3.7 les voiles : 6
I.3.9 infrastructure: 7
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux : 7
I.4.1. Béton : 7
I.4.2. Béton armé : 8
I.4.3. Acier 9
I.5. Principe de calcul du CBA 93 : 10
I.5.1. E.L.U de résistance : 11
I.5.2. A l'E.L.S : 13
I.6. Conclusion : 14

CHAPITRE II

II. Le Pré dimensionnement : 15
II.1- introduction: 15
II.2- Pré dimensionnement des planchers: 15
II.2.1- Plancher à corps creux : 15
II.2.2 Plancher Dalle pleine : 16
II.3.1- Introduction : 16
II.3.2 Maçonnerie : 17
II.3.3 Plancher terrasse : 18
II.3.4 Plancher étage courant : 20
II.3.5. Le Balcon : 22
II.3.4. Acrotère: 22
II.4 .pré dimensionnement des poutres: 23
II.4.1- pré dimensionnement : 23
II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003 : 23
II.4.3-Poutres principales: 24
II.4.4-Poutres secondaires : 24
II.4.5-Conclusion: 25
II.5. pré dimensionnement des poteaux: 25
II.5.1. Étapes de pré dimensionnement : 25
II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f : 26
II.5.3. Descente de charge: 27
II.5.4. Détermination et vérification de l'effort normal: 29
II.5.5. Conclusion : 31
II.5. 6. Vérification aux zones nodales RPA99version 2003 : 31
II.6 - Les voiles: 32
II.6 1 Vérification de RPA99version 2003 : ►►Art [7.7.1] ◄◄ 32

CHAPITRE III

III. Calcul Les éléments secondaires : 33
III.1. Acrotère..... 33
III.1.1. introduction 33
III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 33
III.1.3. Détermination des efforts: 33
III.1.4. Calcul de ferraillage: 34
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant: 37
III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: 37
III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme 37
Donc l'acrotère résiste à la force horizontale. 38
III.2. Planchers: 39
III.2.1. Introduction: 39
III.2.2. Calcul des poutrelles: 39
III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles: 39
III.2.2.2 Calcul des charges et surcharges: 42
III.2.2.3 Détermination les efforts 44
III.2.2.4 Calcul du ferraillage : 47
III.2.2 .5 Vérification an l 'ELS: 50
III.2.2 .6 vérifications de l'effort tranchant: 51
III.2.2.7 vérification de la compression dans la bielle de béton: 52
III.2.2.8 vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis: 52
III.2.2.9 vérification de la flèche: 52
III.2.3 Ferraillage de la dalle de compression: 53
III.3-Escaliers : 55
III.3.1. Introduction : 55
III.3.2. Terminologie : 55
III.3.3 Détermination de l'épaisseur de l'escalier: 56
III.3.4 Détermination de charge et surcharge : 57
III.3.5. Détermination les efforts: 59
III.3.6 .Calcul du ferraillage : 59
III.3.7 Vérification à l'E.L.S : 61
III.3.8 Vérifications d'Effort tranchant : 61
III.3. 9 Vérification de la flèche : 61

III.4 Etude de consol de la palière 62
III.4.1 Pré dimensionnement 62
III.4.2 Détermination des efforts : 62
III.4.3.Ferraillage 63
III.4.4. Vérification à l'E.L.S : 64
III.4.5.Vérification selon RPA99 version2003 : 64
III.4.6. vérification de l'effort tranchant: 64
III.4.7. Calcul des armatures transversales: 65
III.4.8. Vérification selon RPA99 version2003 : 65
III.4.9. vérification de la flèche: 66
III.5.les balcons 67
III.5.1. Introduction 67
III.5.2. Calcul des charges sollicitant le balcon 67
III.5.3Calcul des efforts internes 68
III.5.4 Calcul de ferraillage 69
III.5.5Vérification vis-à-vis de l'ELS : 69
III.5.6 Vérification de l'effort tranchant 70
III.5.7Vérification de la flèche 70
III.6.Etude de la dalle pleine : 71
III.6.1. Introduction 71
III.6.2 Ferraillage : 72
III.6.3 Vérification des contraintes a L'ELS : 73
III.6.4 Vérification de l'effort tranchant : 73
III.6.5 Vérification de la flèche : 73

CHAPITRE IV

IV. Etude dynamique : 75
IV.1. Introduction : 75
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : 75
IV.3.Choix de la méthode de calcul : 88
IV. 3.1. Introduction : 88
IV. 3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 89
IV. 3.2.a. Principe : 89
IV. 3.2.b. Modélisation : 89
IV. 3.2.c. Le spectre de réponse de calcul : 89

IV. 3.2.d. Justification du coefficient de comportement R 91
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :..... 93
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :..... 93
IV.4.2.vérification de participation massique : 94
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 95
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : 96
IV4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 97
IV.4.4.2. Moment de renversement : 99
IV.4.4.3. Moment stabilisant :..... 100
IV.4.5. Vérification des déplacements : [RPA: Art 4.4.3]..... 100
IV.4.6.Vérification de cisaillement des éléments :..... 102
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA: ►► Art 5.9◄◄] 103
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : 104
IV.5. Conclusion : 105

CHAPITRE V

V .Ferraillage des éléments structuraux :..... 106
V.1.Introduction :..... 106
V.2.Ferraillage des poutres : 106
V.2.1.Introduction :..... 106
V.2.2. Recommandation du RPA99 : 107
V.2.3.Calcul des armatures longitudinales: 108
V.2.4.Vérification :..... 109
V.2.5.Calcul des armatures transversales : 113
V.2.6.Vérification de la flèche : 113
V.3.Ferraillage des poteaux : 115
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ; 115
V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :..... 119
V.3.3. Vérification des contraintes tangentielles :..... 120
V.3.4. Calcul des armatures transversales : 121
V.4. Ferraillage des voiles: 125
V.4.1. Les voiles pleins: 125
V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:..... 125
V4.3 Méthode de calcul :..... 126

V.4.4. Recommandations réglementaires: 126
V.4.5 voile plaine : 129
V.4.5.1. Armatures verticales : 129
V.4.5.2 Les armatures horizontales : 131
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture : 133
V.4.6.1.les trumeaux : 133
V.4.6.2. Ferraillage des linteaux: 134
V.4.6.3. Recommandation des règlements: 134
V.4.6.4. Calcul du ferraillage longitudinal : 137
V. 4. 6 5Vérification selon RPA99V2003 : 138

CHAPITRE VI

VI Etude de L'infrastructure : 140
VI.1. Introduction : 140
VI.2. Reconnaissance du sol: 140
VI.2.1. La profondeur d'ancrage: 140
VI.2.2. Stabilité du site: 140
VI.2.3. Recommandations: 141
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 141
VI.3. Efforts transmis par les fondations: 141
VI.4. Calcul des fondations: 141
VI.4.1. Semelles isolées: 144
VI.4.2. Semelles filantes : 145
VI.4.2.b.Ferraillage des semelles filantes : 145
VI.4.3. Semelles filantes sous voile : 148
VI.4.4. Semelles filantes sous poteaux : 149
VI.5 La poutre de libage : 152
VI.5.1 Détermination de la hauteur : 152
VI.5.2 calcule le ferraillage : 153
VI.5.3 Vérification des contraints à l'ELS : 155
VI.5.4.Armatures de peau: 156
VI.5.5 Vérification de l'effort de tranchant : 156
VI.5.6 Armatures transversales 156
VI.5.7 Vérification de la flèche de la poutre : 157

VI.6.Ferraillage des longrines : 158
VI.6.1. Introduction : 158
VI.6.2. Pré dimensionnement : 158
VI.6.3. Sollicitations: 158
VI.6.4. Ferraillage : 158
VI.6.5.Calcul des armatures transversales : 159
ANNEXES……..…….160
Conclusion …….

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau I 1 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 10
Tableau II 1 : Charges permanentes du mur simple cloison. 15
Tableau II 2 Charges permanentes du mur double cloison. 15
Tableau II 3 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(Corps creux) 16
Tableau II 4 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(Dalle plaine). 17
Tableau II 5 Charges permanentes du plancher courant (corps creux). 18
Tableau II 6 Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine). 19
Tableau II 7 Charges permanentes du balcon. 20
Tableau II 8 pré dimensionnement des poutres..... 23
Tableau II 9 Détermination des Charge permanente. 26
Tableau II 10 Détermination de Nu..... 27
Tableau II 11 . Calcul de N ultime et Nu..... 27
Tableau II 12 Vérification de l'effort normal 28
Tableau II 13 vérifications de coffrage des poteaux 28
Tableau II 14 Pré dimensionnement des poteaux..... 29
Tableau II 15 vérification aux zones nodales des poteaux 29
Tableau III 1 Dimensions et caractéristiques des matériaux. ..... ….34
Tableau III 2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles 40
Tableau III 3 Détermination le nombre des étaiements 41
Tableau III 4 Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.....42
Tableau III5 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des poutrelles. 44
Tableau III 6 Moments en appuis et en travées des poutrelles 45
Tableau III 7 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des poutrelles. 46
Tableau III 8 Moments en appuis et en travées des poutrelles 47
Tableau III 9 Calcul des armatures a l' E L U.....49
Tableau III 10 Vérification an l 'ELS 50
Tableau III 11 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.....50
Tableau III 12 Valeur de la flèche 52
Tableau III 13 Charges Permanentes.de Palier de repos 57
Tableau III 14 Charges Permanentes.de Paillasse 57
Tableau III 15 Charge à l'ELU et l'ELS 58
Tableau III 16 Détermination des efforts 59
Tableau III 17 Ferraillage de l'escalier 60
Tableau III 18 Vérification à l'E.L.S 61
Tableau III 19 Valeur de la flèche 62
Tableau III 20 Ferraillage de la poutre palière. 63
Tableau III 21 Vérification à l'E.L.S. 64
Tableau III 22 Les combinaisons des charges à ELU et ELS.....68
Tableau III 23 Calcul des efforts internes 68
Tableau III 24 : Ferraillage du Balcon 69
Tableau III 25 Vérification a L4ELS. 69
Tableau III 26 Détermination de moment fléchit de la dalle triangulaire 71
Tableau III 27 Détermination des chargements de la dalle 72
Tableau III 28 Ferraillage de la dalle pleine triangulaire 72
Tableau III 29 Vérification des contraintes 73

Tableau IV 1 Période et facture de participation Massique du modèle 01 79
Tableau IV 2 Période et facture de participation Massique du modèle 02 80
Tableau IV 3 Vérification de déplacements 81
Tableau IV 4 Période et facture de participation Massique du modèle 03 82
Tableau IV 5 Vérification de comportement des trois premiers modes 83
Tableau IV 6 vérification de participation massique 83
Tableau IV 7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 84
Tableau IV 8 Vérification de stabilisation 84
Tableau IV 9 Vérification l'effet P-* sens X.Y 85
Tableau IV 10 Vérification de déplacements 85
Tableau IV 11 Calcule de centre de masse et de torsion 87
Tableau IV 12 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau 88
Tableau IV 13 détermination du facteur de qualité Q de la structure 90
Tableau IV 14 Justification du coefficient de comportement R suivant X 91
Tableau IV 15 Valeur en pourcentage 92
Tableau IV 16 Justification du coefficient de comportement R suivant Y 92
Tableau IV 17 Valeur en pourcentage 93
Tableau IV 18 Vérification de comportement des trois premiers modes 93
Tableau IV 19 vérification de participation massique 94
Tableau IV 20 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 96
Tableau IV 21 Forces sismiques selon la hauteur suivant X,Y 98
Tableau IV 22 calcul du moment de renversement 99
Tableau IV 23 calcul du moment stabilisant 100
Tableau IV 24 Vérification de stabilisation 100
Tableau IV 25 Vérification des déplacements inter-étage sens X 101
Tableau IV 26 Vérification des déplacements inter-étage sens Y 101
Tableau IV 27 Vérification de cisaillement des poutres 102
Tableau IV 28 Vérification de cisaillement des Potaux 102
Tableau IV 29 Vérification l'effet P-* sens X 103
Tableau IV 30 Vérification l'effet P-* sens Y 104
Tableau IV 31 Vérification de l'effort normal 104
Tableau IV 32 dimensions finales des poutres 105
Tableau IV 33 dimensions finales des poteaux 105
Tableau IV 34 dimensions finales des voiles 105
Tableau.V 1 Les données de calcul 107
Tableau.V 2 Section des armatures longitudinales des poutres principales 108
Tableau.V 3 Section des armatures longitudinales des poutres secondaires 108
Tableau.V 4 Vérification des poutres principales à l'E.L.S. 109
Tableau.V 5 Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. 110
Tableau.V 6 Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA. 110
Tableau.V 7 Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA. 110
Tableau.V 8 . Calcul de $\tau\bar{u}$. 112
Tableau.V 9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales. 112
Tableau.V 10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 112
Tableau.V 11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement. 113
Tableau.V 12 Vérification de la flèche des poutres. 114
Tableau.V 13 détermination des armatures longitudinales des poteaux à l'ELU 118
Tableau.V 14 Vérification des armatures à ELS des poteaux 120
Tableau.V 15 Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 121

Tableau.V 16 Les armatures transversales et leurs Espacements 122
Tableau.V 17 Vérification de la quantité d'armatures transversales 123
Tableau.V 18 Les données de calcul.....129
Tableau.V 19 Les voiles pleines.....129
Tableau.V 20 vérification de L'espacement.....130
Tableau.V 21 Vérification des armatures à ELS 131
Tableau.V 22 Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines 132
Tableau.V 23 Calcul des armateurs verticaux des trumeaux.....133
Tableau.V 24 Vérification des armatures a ELS des trumeaux 133
Tableau.V 25 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.....133
Tableau.V 26 Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux 137
Tableau.V 27 Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.....138
Tableau.V 28 Vérification selon RPA99V2003 138
. Tableau.VI. 1 .demenssion de Semelles isolés 143
. Tableau.VI. 2 vérification de chauvauchement 144
. Tableau.VI. 3 . Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteau 148
. Tableau.VI. 4 Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU. 148
Tableau.VI. 5 . Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles.....148
. Tableau.VI. 6 Vérification de la stabilité au renversement. 149
. Tableau.VI. 7 . Dimensionnement des semelles sous poteaux 150
. Tableau.VI. 8 Ferraillage des semelles filantes sous poteaux 151
Tableau.VI. 9 Vérification des longueurs de scellement.....151
Tableau.VI. 10 Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux 152
. Tableau.VI. 11 Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.....153
. Tableau.VI12 . Détermination des valeurs de qa ELU et ELS 154
. Tableau.VI. 13 Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage 155
. Tableau.VI14 . Vérification des contraints à L'ELS.....155
. Tableau.VI. 15 Vérification de l'effort de tranchant.....156
. Tableau.VI. 16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement 157
. Tableau.VI. 17 Vérification de la flèche pour la poutre de libage.....157
. Tableau.VI. 18 calcule le ferraillage.....158
Tableau.VI . 19 vérification A ELS.....159
. Tableau.VI. 20 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.....160

LISTE DES FIGURES:

Figure 1. 1 plan de façade principale 2
Figure 1. 2 plan de l'étage courant 3
Figure 1.3 : plan de terrasse....4
Figure 1. 4 coupe A-A 5
Figure 1 5 Diagramme contrainte déformation du béton 11
Figure 1 6 Diagramme contrainte-déformation de l'acier....12
Figure. II 1 Plancher a corps creux.... 14
Figure. II 2 Mur double cloison 16
Figure. II 3 Mur simple cloison.... 16
Figure. II 4 Composants d'un plancher terrasse.... 17
Figure. II 5 Plancher a corps creux.... 18
Figure. II 6 composants d'un Plancher de dalle pleine de l'étage courant 19
Figure. II 7 Acrotère. 21
Figure. II 8 Schéma de la poutre 22
Figure. II 9 : Section réduite du poteau 24
Figure. II 10 surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité 25
Figure. II 11 Coupe de voiles 30
Figure III 1 L'acrotère 33
Figure III 2 Section de béton armé à l'E.L.U....34
Figure III 3 ferraillage de L'acrotère 38
Figure III 4 Dimensionnement de la poutrelle....39
Figure III 5 Schéma statique de la poutrelle....40
Figure III 6 Choix de disposition des étaiements....41
Figure III 7 Schéma statique de poutrelles à quatre travées 43
Figure III 8 Schéma statique de poutrelles à deux travées 43
Figure III 9 Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime....44
Figure III 10 Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service 45
Figure III 11 Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime....46
Figure III 12 Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service. 47
Figure III 13 les sections des armatures en travées et sur appui. 48
Figure III 14 disposition constructive des armatures de Poutrelle. 54
Figure III 15 disposition constructive des armatures de la table de compression. 54
Figure III 16 : Représentation d'un escalier. 55
Figure III 17 Représentation de notre escalier....56
Figure III 18 modélisation de 1ère volée de l'escalier 58
Figure III 19 Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS 58
Figure III 20 Diagramme des efforts internes 63
Figure III 21 Ferraillage de la poutre 66
Figure III 22 Dimensions du balcon et Schéma statique....67
Figure III 23 ferraillage de balcon 70
Figure III 24 ferraillage de dalle plaine....74
Figure .IV 1 Types des poteaux....76
Figure .IV 2 Voile plein 77
Figure .IV 3 Voile avec une seule ouverture 78
Figure .IV 4 variante existante 01....78
Figure .IV 5 variante existante 02....80

Figure .IV 6 variante existante 03.....82
Figure .IV 7 Comportement des trois premiers modes 83
Figure .IV 8 Disposition Des Voiles.....86
Figure .IV 9 Le plan En 3 D.....86
Figure .IV 10 spectre de réponse 89
Figure .IV 11 Comportement des trois premiers modes 94
Figure .IV 12 Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....97
Figure .IV 13 Distribution des forces sismiques.....98
Figure .IV 14 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X,Y 99
Figure.V 1 Disposition des armatures pour les poutres porteuse.....111
Figure.V 2 Disposition des armatures pour les poutres non porteuse 111
Figure.V 3 Disposition des armatures pour les poutres principales.....114
Figure.V 4 Disposition des armatures pour les poutres secondaires.....114
Figure.V 5 Définition de la zone nodale dans les poteaux 115
Figure.V 6 Ferraillage des poteaux carré (40×40).....123
Figure.V 7 . Ferraillage des poteaux carré (45×45).....123
Figure.V 8 Ferraillage des poteaux carré (50×50).....124
Figure.V 9 . Disposition des armatures verticales dans les voiles 128
Figure.V 10 . Moment et effort tranchant résistants dans le linteau. 135
Figure.V 11 Armatures de linteaux.....136
Figure.V 12 Section du linteau. 137
Figure.V 13 voile 01 138
Figure.V 14 Voile 02 139
Figure.V 15 voile 03. 139
Figure.V 16 voile avec ouverture 139
Figure.VI 1 Semelle isolée sous poteau.....141
Figure.VI 2 Disposition de Semelle isolée sous poteau 142
Figure.VI 3 . Les bulles de pression 143
Figure.VI 4 Présentation de Armature de la semelle.....145
Figure.VI 5 Désposition de Semelles filantes sous voiles et poteau. 146
Figure.VI 6 Schéma d'une semelle filante sous voile. 148
Figure.VI 7 Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.....149
Figure.VI 8 Ferraillage de la longrine..... 159

LISTE DES SYMBOLES:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
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.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : 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 :

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).



Présentation de l'ouvrage

I Présentation de l'ouvrage :

I-1-Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste a étudier et calculer bâtiment (RDC+5) en béton armé, à usage d'habitation.

Le projet est implanté à ALGER. Qui classe selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (zone III). Notre étude a été conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur:

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

I.2. Caractéristiques géométriques:

Notre projet a senestre simple en élévation mais il présente une forme d'un peu complexe en plan comme il est illustré dans les figures (1,2)et (1,3).

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- longueur totale de bâtiment : 25.90 m.
- largeur totale du bâtiment : 25.90 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- hauteur de rez-de-chaussée : 3.24 m.
- hauteur de l'étage : 3.24 m.
- hauteur totale du bâtiment : 19.44 m son acrotère.

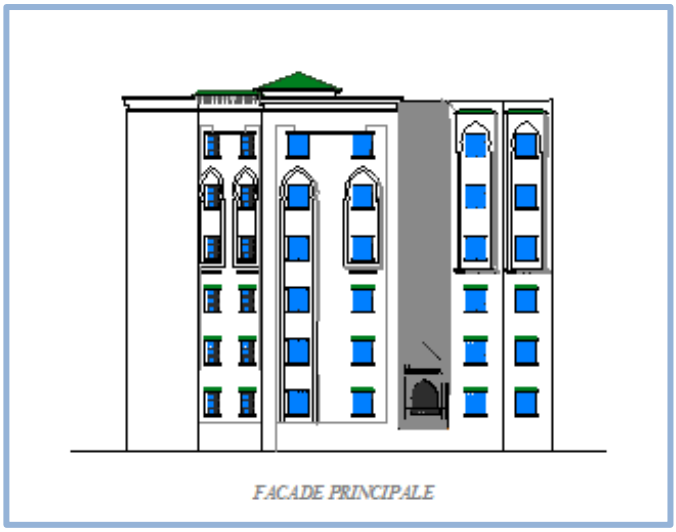


Figure 1 1 plan de façade principale

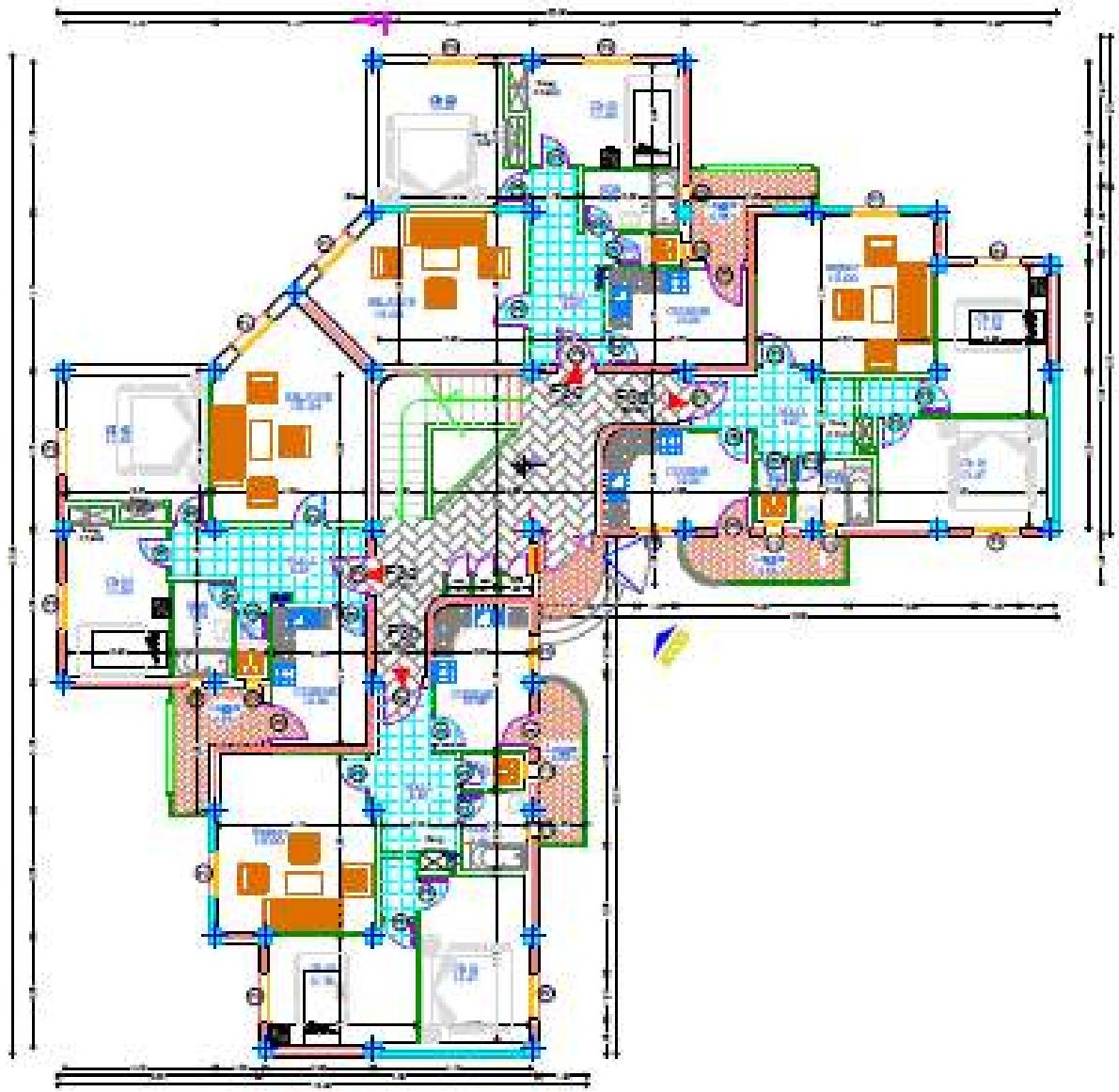


Figure 1 2 plan de l'étage courant

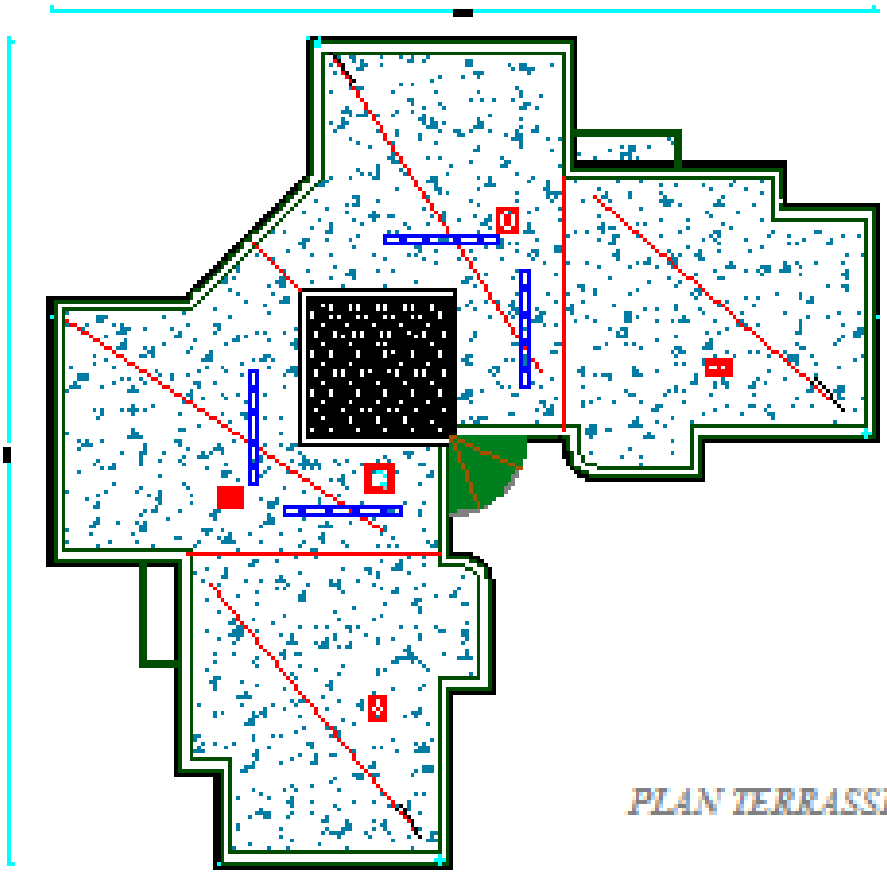


Figure 1 3 : plan de terrasse



Figure 1 4 coupe A-A

I.3 Caractéristique structurelle :

I.3.1 Système de contreventement:

Le bâtiment en question présente une hauteur qui dépasse les 11 mètre et selon la règle parasismique algérienne **(RPA99 V2003)** le bâtiment doit être stabilisé par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques- voiles.

I.3.2 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.

Pour notre cas nous avons comporté deux type de plancher

Le plancher à corps creux.
Le plancher à dalle plaine.

I3.3 Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur

I.3.4 Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitues par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres; 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 crépissage des façades extérieures.

I.3.5 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

I.3.6. les escaliers:

Dans une construction La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches, on appelle emmarchement la largeur de ces marches, la largeur d'une marche (g) s'appelle le giron,(h) est la hauteur d'une contre marche. .

Dans notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers :

- type : escaliers droit à deux volées.

I.3.7 les voiles :

Les voiles sont des murs porteurs en béton armé, ils peuvent être conçus ans ou avec ouverture, ils reprennent les charges verticales réparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues soit au vent soit au séisme.

I.3.8 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine et corps creux .

I.3.9 infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure–sol, qui forme un ensemble rigide assuré l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

La contrainte admissible du sol où sera implanté l'ouvrage est de σ_{sol} = **1.5 bars** à une profondeur d'ancrage de 2,00m.le site est classé dans la catégorie **S3** (site meuble) selon le rapport du sol.

I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.4.1. Béton : CBA93 : ►►Art [A.2.1] ◄◄

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

I.4.1.a. caractéristique du Béton :

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

I.4.1.b. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être effectué en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire en tenant compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

I.4.1.c. Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (3/8 ; 8/15** et **15/25**)

I.4.1.d. 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.4.1.e. Dosage du béton :

Le béton est un matériau qui résulte de mélange de plusieurs composants pour savoir les dosage de ces composants il faut étudies plusieurs méthodes parmi les méthodes il y a la méthode de DREUX-GORRISSE

I.4.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " 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.4.2.a. Résistance du béton :

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

I.4.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est définit par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28}.

Pour notre cas en prend f_{c28} =25 Mpa .

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

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

I.4.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée Par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.4.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

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

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.4.2.e. Module de déformation longitudinale: CBA93 : ►►Art [A.2.1.2] ◄◄

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 égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit} \quad : E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa$$

I.4.3. Acier : CBA93 : ►►Art [A.2.2] ◄◄

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 a sa propre utilité.

I.4.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	F_e E235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	F_e E400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.4.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : CBA93 : ►►Art [A.2.2.1] ◄◄

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

$[E_s = 2.10^5 MPa]$.

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.5. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

I.5.1. E.L.U de résistance :

I.5.1.1Contrainte du béton :

Les diagrammes contrainte ($\overline{\sigma_{bc}}$) – déformation (ε_{bc}) utilisables du béton comprimé sont :

Dans tous les cas diagramme (parabole rectangle) **: CBA93 : ►►Art [A4.3.4.1] ◄◄**

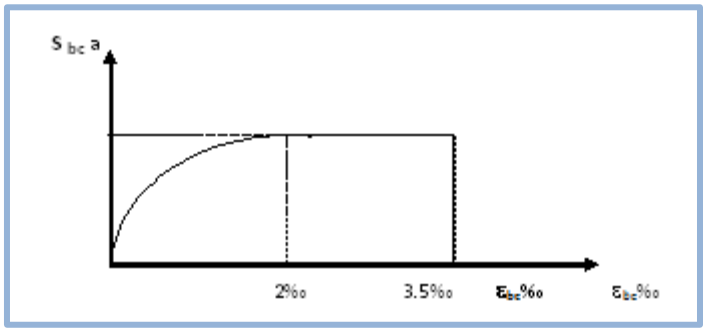


Figure 1 5 Diagramme contrainte déformation du béton

Lacontrainte ultime du béton en compression ; σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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 2 heures ;

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

I.5.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

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

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

I.5.1.3. Contrainte limite de l'acier

Les diagrammes contrainte ($\overline{\sigma S}$) – déformation (ε_{bc}) utilisables du acier :

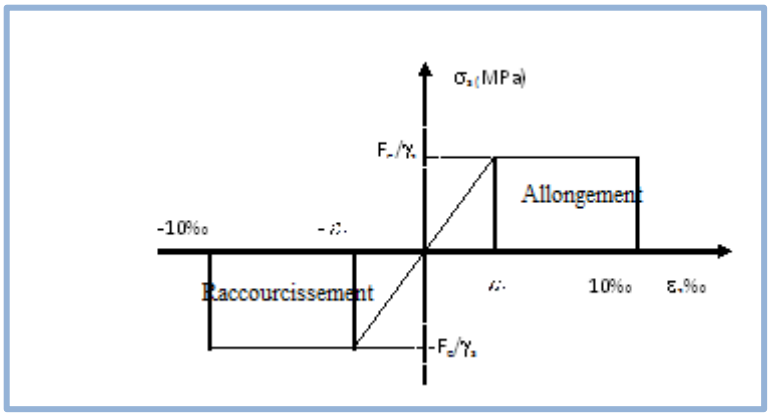


Figure 1 6 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

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

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

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.5.2. A l'E.L.S :

I.5.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj}

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.5.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.5.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [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.6. Conclusion :

Les valeurs adaptées pour notre étude sont comme suit :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

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

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

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

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Chapitre II

Pré dimensionnement

II. Le Pré dimensionnement :

II.1- introduction:

La Pré dimensionnement des éléments de la structure porte sur les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment de l'étude.

II.2- Pré dimensionnement des planchers:

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1- Plancher à corps creux : CBA93 : ►►Art [B.7.2] ◄◄

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

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec : L: la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4.15 m d'où alors $16.60 \text{ cm} \leq h_t \leq 20.75 \text{ cm}$

On adoptera $\mathbf{h_t = 20\ cm}$

telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

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 ……(C V).

Conclusion :

Notre plancher est de l'épaisseur de 20 Cnn compose de corps creux 16cm et une dalle de compression de 4 cm.

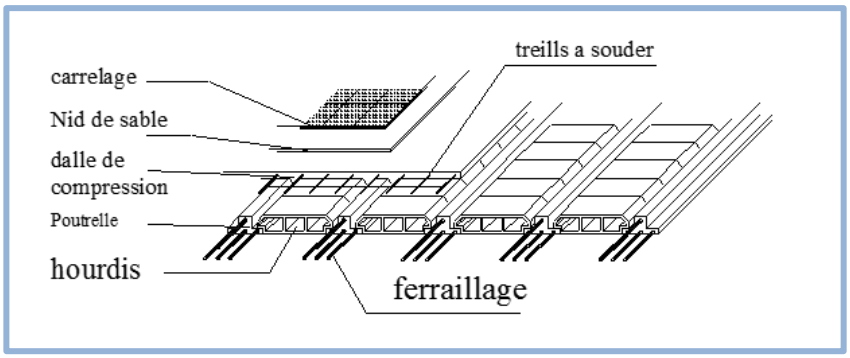


Figure. II 1 Plancher a corps creux

II.2.2 Plancher Dalle pleine : CBA93 : ►►Art [B.7.2] ◄◄

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

Critère de résistance :

Dalle reposant sur 2 appuis :…. [CBA 93]

$(Lx/35) \leq ep \leq (L\ x\ /30)$; L = 2.57 m →.7cm ≤ ep ≤ 8 cm

Sécurité contre l'incendie :

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

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

ep = 17.5cm : peut assurer un coupe-feu de quatre heures.

On adopte une épaisseur ep = 15 cm.

Conclusion : Notre plancher est de l'épaisseur de 15 Cnn.

II.3- Evaluation des charges et surcharges: D.T.R.B.C 2.2

II.3.1- Introduction :

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

Elles seront déterminées suivant le règlement D.T.R.B.C 2.2.

II.3.2 Maçonnerie : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.1] ◄◄

II.3.2 .a. Murs intérieurs (simple) :

Tableau II 1 : Charges permanentes du mur simple cloison.

N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			Total	**1,62**

II.3.2 .b. Murs extérieurs (Double cloison) :

Tableau II 2 Charges permanentes du mur double cloison.

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
4	L'Am d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
			Total	**2,52**

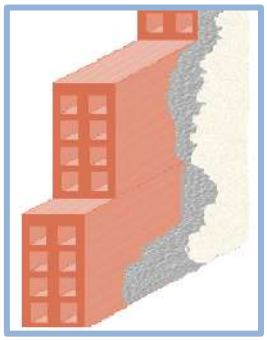


Figure. II 3 Mur simple cloison

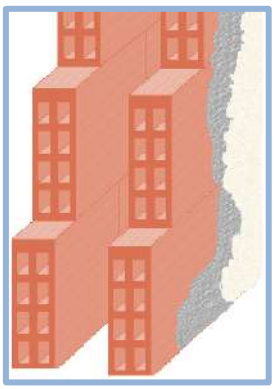


Figure. II 2 Mur double cloison

II.3.3 Plancher terrasse : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.3] ◄◄

II.3.3 .a .Plancher à corps creux :

a.1) Charges Permanentes :

Tableau II 3 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(Corps creux)

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
-1-	Protection (gravillon)	0,05	20	1
-2-	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
-3-	Papier kraft	2 feuilles	-----	0.05
-4-	Forme de pente en béton maigre	0.10	22	2.2
-5-	Par vapeur	0,01	6	0,06
-6-	Isolation thermique	0,04	4	0,16
-7-	Plancher en corps creux	(16+4) cm	-----	2,8
-8-	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			Total	**6.59**

a.2) Surcharge D'exploitation : : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [7.2.1] ◄◄

Terrasse inaccessible : Q=1.00 KN/m²

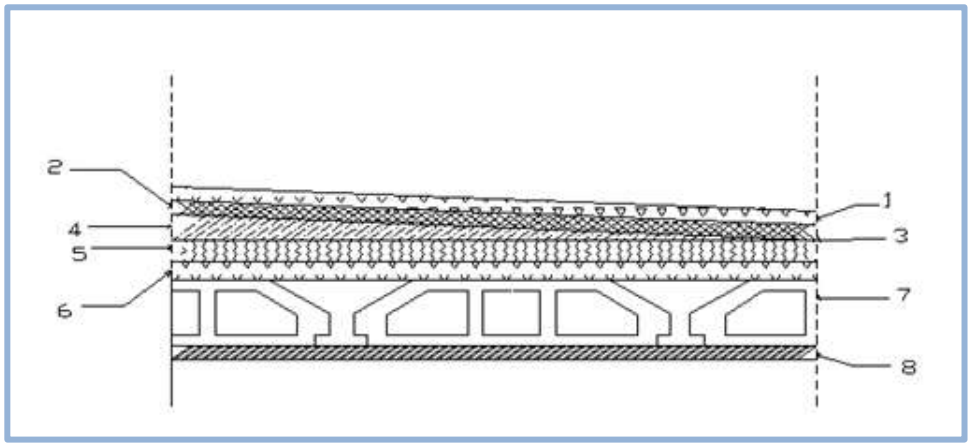


Figure. II 4 Composants d'un plancher terrasse.

II.3.3. b. Plancher Dalle plaine :

b.1) Charges Permanentes : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.3] ◄◄

Tableau II 4 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible(Dalle plaine).

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m²)
-1-	Protection (gravillon)	0,05	20	1
-2-	Etanchéité multicouche	0,02	6	012
-3-	Papier kraft	2 feuilles	-----	0.05
-4-	Forme de pente en béton maigre	0.10	22	2.2
-5-	Par vapeur	0,01	6	0,06
-6-	Isolation thermique	0,04	4	0,16
-7-	Plancher en Dalle plaine	0.15	25	3.75
-8-	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			Total	**7.54**

b.2) Surcharge D'exploitation : : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [7.2.1] ◄◄

Terrasse inaccessible : Q=1.00 KN/m²

II.3.4 Plancher étage courant :

II.3.4 .a. Plancher à corps creux :

a.1) Charges Permanentes: D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.3] ◄◄

Tableau II 5 Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,05	8	0,4
-3-	Lit de sable	0,02	27	0,54
-4-	Plancher en corps creux	(16+4) cm	-------	2,8
-5-	Enduit en platre	0,02	10	0,2
-6-	Cloison légère	0,1	-	1.62
			Total	**6.00**

a.2) Surcharge D'exploitation : : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [7.2.1] ◄◄

Ouvrage habitation : Q=1,50KN/m².

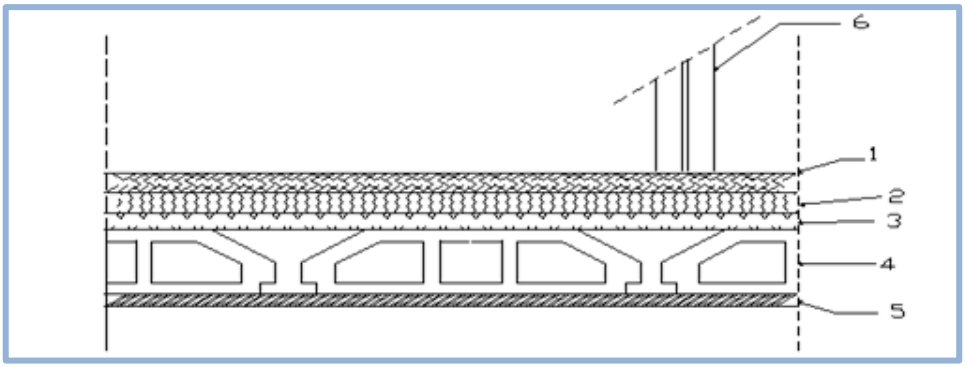


Figure. II 5 Plancher a corps creux.

II.3.4 .b Plancher Dalle plaine :

a) Charges Permanentes: D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.3] ◄◄

Tableau II 6 Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,05	8	0,4
-3-	Lit de sable	0,02	27	0,54
-4-	Plancher en Dalle plaine	0.15	25	3.75
-5-	Enduit en platre	0,02	10	0,2
-6-	Cloison légère	0,1	-	1.62
			Total	**6.95**

b) Surcharge D'exploitation : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [7.2.1] ◄◄

Ouvrage habitation : Q=1,50KN/m².

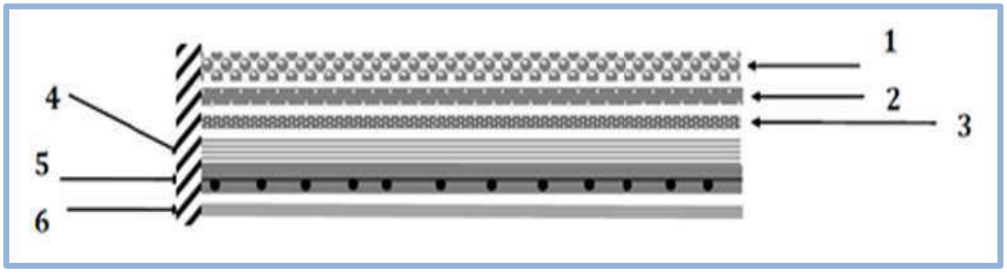


Figure. II 6 composants d'un Plancher de dalle pleine de l'étage courant

II.3.5. Le Balcon :

a) Charges Permanentes: D.T.R.BC2.2 : ►►Art [C.3] ◄◄

Tableau II 7 Charges permanentes du balcon.

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kg/m$^{3)}$	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,05	8	0,4
-3-	Lit de sable	0,02	27	0,54
-4-	Plancher en Dalle plaine	0.15	25	3.75
-5-	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
-6-	Cloison légère	0,1	-	1.62
			Total	**6.95**

b) Surcharge D'exploitation : D.T.R.BC2.2 : ►►Art [7.2.1] ◄◄

Ouvrage habitation : Q=3.50 KN/m².

II.3.4. Acrotère:

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

* S : la surface transversale totale de l'acrotère
* ρ : le poids volumique tel que ρ =25 kN/m^3

$$S = (0{,}10 \times 0{,}6) + (0{,}07 \times 0{,}10) + 0{,}1 \times \frac{0{,}02}{2} = 0{,}0702 m^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0{,}0702 = 1{,}755$ *kN/ml*

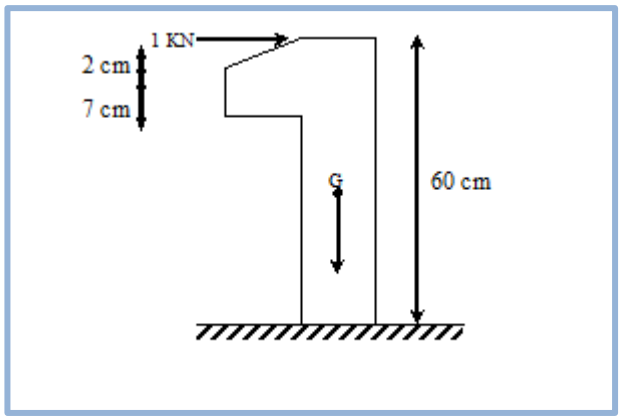


Figure. II 7 Acrotère.

II.4 .pré dimensionnement des poutres: CBA93: ►►Art [B.6] ◄◄

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

II.4.1- pré dimensionnement :

Elles sont prédimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

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

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

II.4.2-Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.5.1] ◄◄ (Zone sismique III).

Pour la zone III les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version2003), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

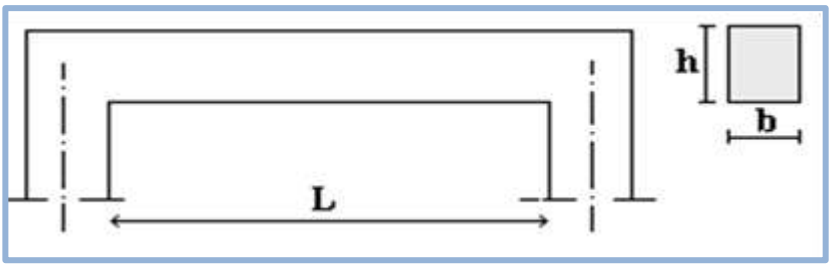


Figure. II 8 Schéma de la poutre

II.4.3-Poutres principales:

L = 3.85 m → 385/15 ≤ h ≤385/10 ; soit h = 40cm.
0,3×40≤ b ≤0,7 ×40; soit b = 30cm.

-Vérification selon le R .P.A 99 :

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

b = 30 > 20 cm (C.V)
h = 40 > 30 cm (C.V)
h/b = 1.33 ≤ 4.0 (C.V)
b_{max}=30 cm ≤1,5h+b_1= 90cm (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires :

- La portée maximale : L = 3.85 m → 385/15 ≤ h ≤385/10 ; soit h = 35cm.
0,3×35≤ b ≤0,7×35 ; soit b = 30cm.

-Vérification selon le R .P.A 99 :

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

b = 30 > 20 cm (CV)
h = 35> 30 cm (CV)
h/b = 1.16 ≤ 4 (CV)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.

II.4.5-Conclusion:

Tableau II 8 pré dimensionnement des poutres

	Poutres porteuses	*Poutres non porteuses*
Section (b×h) cm²	$(30\times40)\ cm^2$	$(30\times35)\ cm^2$

II.5. pré dimensionnement des poteaux: CBA93 : ►►Art [B.6.4] ◄◄

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcule d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q\,(\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q) ou en majorant l'effort normal de 10% (i-e : N_u'= N_u+0.1N_u).

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau .
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

  Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

  $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone*III

  $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

  Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec:

A: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; Br = (b-2cm)*(h-2cm).

α : coefficient

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

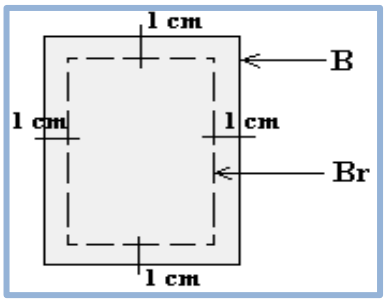


Figure. II 9 : Section réduite du poteau

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

$$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$$

Où :

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

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

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

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

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 = 2.84 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

II.5.3. Descente de charge:

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, et on adopte:

- Une section de **(45x45)** cm^2 pour le **RDC** et le **1er étage**.
- Une section de **(40x40)** cm^2 pour le **2ème** et le **3ème étage**.
- Une section de **(35x35)** cm^2 pour le **4ème**, et **5ème étage**.

Le poteau le plus sollicité est **(D-2).**

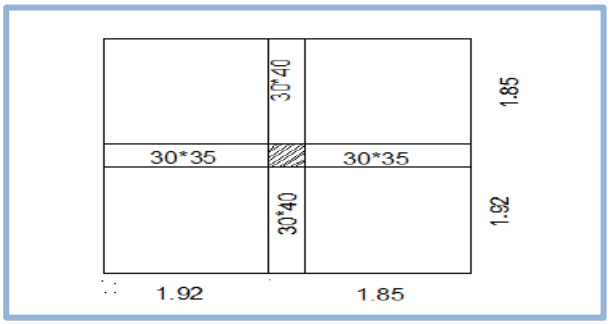


Figure. II 10 surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

La surface Complete du plancher :

St= (1.92+0.3+1.8) × (1.92+0.30+1.8) =8.15 m^2

La surface du plancher seulement :

SP=(1.92+1.85)× (1.92+1.85) = 7.55 m^2

Donc finalement on a St= 8.15 m² et SP=7.55 m²

2 .b. Détermination des Charge permanente :

-5eme étage G5= G plancher t + GPOUTRE (P+S) +G poteau

-4eme étage G4= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G5

-3eme étage G3= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G4

-2eme étage G2= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G3

-1er étage G1= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G2

- RDC G0= G plancher C+ GPOUTRE (P+S) +G poteau +G1

* G plancher t ou c = poids de plancher terrasse*S plancher t ou c
* G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé*
* G (poteau)= b*h*he* poids volumique du béton armé
* Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau II 9 Détermination des Charge permanente.

Étage	G plancher (KN)	G poteau (KN)	G poutre p (KN)	G poutre s (KN)	G (KN)	G cum (KN)
5eme étage	49.75	11.17	9.77	9.92	80.61	80.61
4eme étage	45.3	11.17	9.77	9.92	76.16	156.77
3eme étage	45.3	11.01	9.63	12.69	78.8	235.57
2eme étage	45.3	11.01	9.63	12.69	78.8	314.37
1er étage	45.3	10.87	9.50	16.40	82.07	396.44
RDC	45.3	10.87	9.50	16.40	82.07	478.51

B - Surcharge d'exploitation: D.T.R.BC2.2 : ►►Art [IV.5] ◄◄

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.

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

On à :

Terrasse inaccessible……. Q = 1 KN/m²
Etage courant……...Q = 1.5 KN/m²
RDC…….……Q =1.5 KN/m²

Application numérique :

- Terrasse…….…….…..…..…..…….. Q_0 = 1 x 8.15 = **8.15 kN.**
- 4ème étage……..…….....…… Q_1= 8.15+1.5 x 8.15 = **20.37 kN.**
- 3ème étage……...…..... Q_2 = 8.15 +0,95 x (8.15 x 3) = **31.37 kN.**
- 2ème étage…….. Q_3 = 8.15 +0,90 x (8.15 x4.5) = **41.15 kN.**
- 1ère étage……..…...……... Q_4 = 8.15 +0,85 x (8.15 x6) = **49.71 kN.**
- RDC étage……. Q_5 = 8.15 +0,80 x (8.15 x7.5) = **57.85 kN.**

II.5.4. Détermination et vérification de l'effort normal:

II.5. A.4.a-Détermination de $\overline{N}_u$:

Tableau II 10 Détermination de Nu

Section des poteaux (b×h) cm2	**Br (mm²)**	$A = \frac{B}{1000}$ **(mm²)**	Lf	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ	α	$\overline{N}_u$ **(KN)**
(35×35)	108900	122,50	2268	101.0363	22.44	0.78	1617.33
(40×40)	144400	160	2268	115.47	19.64	0.79	2182.78
(45×45)	184900	202,5	2268	129.904	17.45	0.809	2829.52

Tableau II 11 . Calcul de N ultime et Nu

N étage	G nivaux	G	Q	Nu	1.1Nu
5	80.61	80.61	8.15	121.0485	133.1534
4	76.16	156.77	20.37	242.1945	266.414
3	78.8	235.57	31.37	365.0745	401.582
2	78.8	314.37	41.15	486.1245	534.737
1	82.07	396.44	49.71	609.759	670.7349
RDC	82.07	478.51	57.85	732.7635	806.0399

II.5.4.b-Vérification de l'effort normal :

Tableau II 12 Vérification de l'effort normal

NIV	1,1 Nu (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$1,1\ N_u < \overline{N}_u$
5	133.15	1617.331	CV
4	266.41	1617.331	CV
3	401.58	2182.783	CV
2	534.74	2182.783	CV
1	670.73	2829.518	CV
RDC	806.04	2829.518	CV

II.5.4.c-Vérification vis-à-vis du RPA 99(version 2003) : ►►Art [7.4.1] ◄◄

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II 13 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	**C V**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.24 - 0.20)/20=15.20cm	**C V**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**C V**

Les sections des poteaux sont satisfaites vis-à-vis aux conditions du RPA99 version 2003.

II.5.5. Conclusion :

Tableau II 14 Pré dimensionnement des poteaux

Section des poteaux (b×h) cm^2	Niveau
(35×35)	5 ; 4
(40×40)	3 ; 2
(45×45)	1 ; RDC

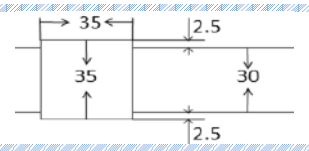
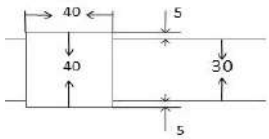
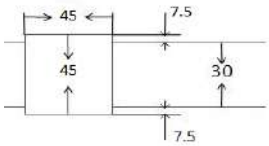
II.5. 6. Vérification aux zones nodales RPA99version 2003 :

►►Art [7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$.
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$.

Tableau II 15 vérification aux zones nodales des poteaux

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	35	Oui	2.5	17.5	C V
	30	40	40	Oui	5	20.0	C V
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	C V

II.6 - Les voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

*Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.
*Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.
*Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile.
e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure (2-2)

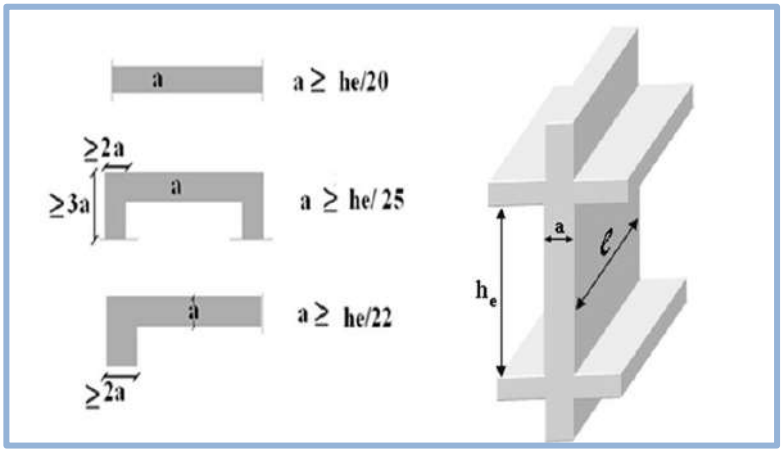


Figure. II 11 Coupe de voiles

II.6 1 Vérification de RPA99version 2003 : ►►Art [7.7.1] ◄◄

e ≥ Max (15cm.he/25,he/22,he/20)

h_e = 2.89m.

e ≥ he/20=2.89/20=14.2cm

Donc on prend comme épaisseur: e =15 cm.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III. Calcul Les éléments secondaires :

III.1. Acrotère

III.1.1. introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis 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 se fait pour une bande de *1m* de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur *b=100cm*
- Hauteur *H=60cm*
- Epaisseur *e=10cm*

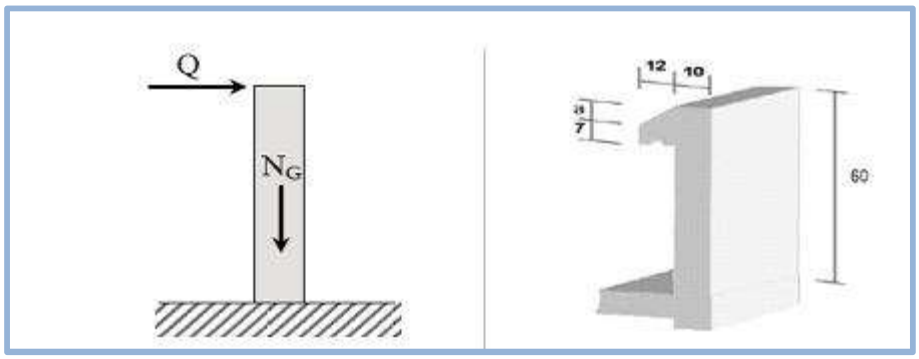


Figure III 1 L'acrotère

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Charge permanente :

$G = \rho_b x S = 25x0{,}0702 = 1{,}755 kN/ml$

Charge d'exploitation :

Q=1,00kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts:

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

N_u=1,35G=2.378kN

M_u=1,5Q_hh=0.9kNm

T_u=1,5Q_h=1.5kN

E.L.S :

$N_{ser}=G=1.75kN$
$M_{ser}=Q_h h=0.6kNm$
$T_{ser}=Q_h=1kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la flexion composée.

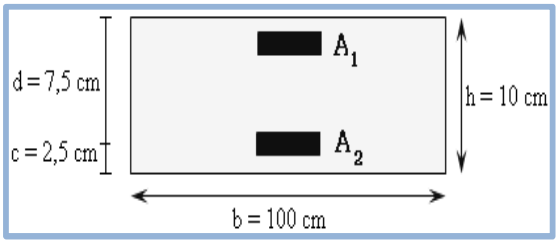


Figure III 2 Section de béton armé à l'E.L.U

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau III.1.

Tableau III 1 Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	F_{c28} (MPa)	F_e (MPa)	L_0 (m)	L_f (m)
Valeur	100	10	2,5	25	400	0,6	1,2

Etat Limite Ultime:

Calcule de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow e_0 = 37,97cm$$

Où l'enrobage est: $c= c_1 = 2,5cm$

On a $e_0=37,97\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

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

$a = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow \quad a = 40{,}47cm.$

$M_1 = N \times a \Rightarrow M_1 = 0{,}96$ kN.m.

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

$Mu = M_1 = 0{,}96KN.m$

$\mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0.$

Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37{,}00 \text{ mm}^2$$

N: effort de compression, alors: $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow \quad A' = 0$

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.30\,\text{cm}^2 \\ A1 = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0.30\,\text{cm}^2$$

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

On adoptera: **A_2 = 4HA8**

Armatures de répartition:

On a: $\frac{A}{4} \le A_{r\,ep} \Rightarrow 0.58 \le A_r$

Donc, on prendra **: A_{rep} = 4HA6**

Espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\,\text{cm}\,;33\,\text{cm}\right] = 30\,\text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Cv)}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\,\text{cm} \le S_{\min\,tr} = \min\left[4h = 40\,\text{cm}\,;45\,\text{cm}\right] = 40\,\text{cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Cv)}$$

Vérification à l'état limite de service:

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}75} = 34{,}28cm$

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

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1034{,}65$ cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'\,c + A_l d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084\text{cm}.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916\text{cm}.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8542.60\ \text{cm}^2.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\text{cm}.$

Donc:

$e_0 = 34{,}28\text{cm} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680\ \text{cm} \Rightarrow$ 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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$; $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

$c = -e_0 + (h/2) = -34{,}28 + 5 = -29{,}28\text{cm}$

Détermination d'y1

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots$ (*) tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2495{,}49\ \text{cm}^2$

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 47392{,}16\ \text{cm}^3$ *Où*:

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 = - 29,28cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2495{,}49)\,y_2 + 47392{,}16 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve:

$y_2' = 31{,}42\text{cm}$

$y_2'' = 26{,}19\text{cm}$ rejetée comme valeur ($y_2 + c < 0$)

$y_2''' = -54.60\text{cm}$ rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors: $0 < y_1 = 31, 42 + (-28, 28) = 2.14\text{cm} < h = 10\text{cm}$

Donc on prend: $y_2 = 31{,}42\text{cm}$.

En revanche on a: $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 43, 25\ \text{cm}^3$

D'où alors: $k = 1750/43250 \Rightarrow k=40, 46 \times 10^{-3}$ N/mm^3

Donc: $\sigma_b = ky_1 = (40, 46 \times 10^{-3}) \times 21.4 \Rightarrow \sigma_b = 0.86$ MPa

Et : $\sigma_s = 15\, k\, (d - y_1) = 15 \times 40, 46 \times 10^{-3} \times (75 - 21.4) \Rightarrow \sigma_s = 32, 53$ MPa

Donc, on obtient:

$\sigma_b = 0.86$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0, 6\, f_{c28} = 15$ MPa (CV).

$$\sigma_s = 32, 53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{MPa}\,; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{MPa}\right] = 201.633 \text{MPa (CV)}$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

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

III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa}$$

Et: $\overline{\tau} = \min\left[0, 15 \frac{fc28}{\gamma b}\,; 4 \text{ MPa}\right] = 2,5$ MPa (fissuration préjudiciable)

D'où alors: $\tau_u = 0,02\text{Pa} < \overline{\tau}_u = 2,5\,\text{MPa}$

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

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme

RPA 99 VERSION 2003 ►►Art [6.2.3] ◄◄

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_p = 4AC_pW_p$

A: coefficient d'accélération;

A = 0,25 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]*

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0,8 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,755 KN.

D'où alors: $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,755 \Rightarrow F_p = 1,12$ KN < 1,5Q = 1,5KN ……. (Cv)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

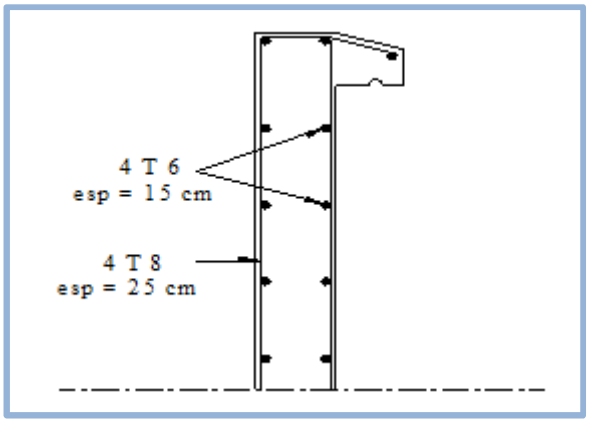


Figure III 3 ferraillage de L'acrotère

III.2. Planchers:

III.2.1. Introduction:

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges des bâtiments aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, de dimension (16* 65), avec une table de compression d'épaisseur (4 cm).

III.2.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à 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 sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65L.

III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles:

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm: largeur de la poutrelle.

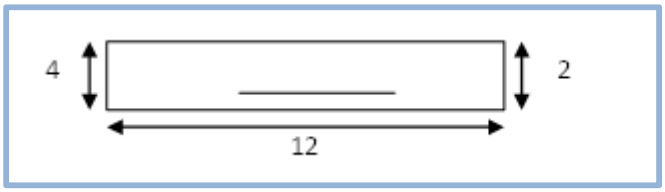


Figure III 4 Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

Première étape: Avant le coulage de la table de compression:

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à:

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1\text{kN} \\ 500\text{N}/\text{m}\end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée

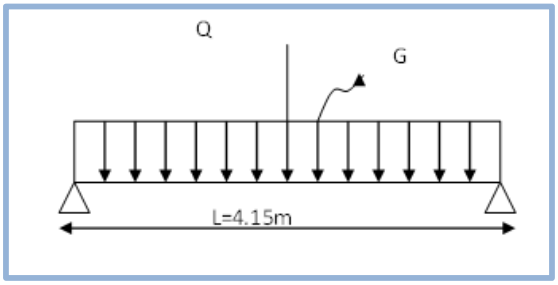


Figure III 5 Schéma statique de la poutrelle

a) Charges et surcharges:

Tableau III 2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes	surcharges d'exploitation
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12kN/ml Poids du corps creux: 0,65*1 = 0,65 kN/ml	Poids de l'ouvrier et les matériaux Max {1kN. 0,5*4.15 kN/m de portée}
G=0,77 kN/ml	Q = 2.075kN

b) Verification de la Fléche:

$$f = \frac{5 * G * L^4}{384 * E * I} + \frac{Q * L^3}{48 * E * I} = \frac{5 * 0.77 * 4150^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{2.075 * 10^3 * 4150^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$= 294.56\ mm$$

- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m
- L=4.15m $\bar{f} = \frac{L}{500}$ =0.83mm

f =294.56 mm $< \bar{f}$=0.83 mm …… (C N V)

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression..

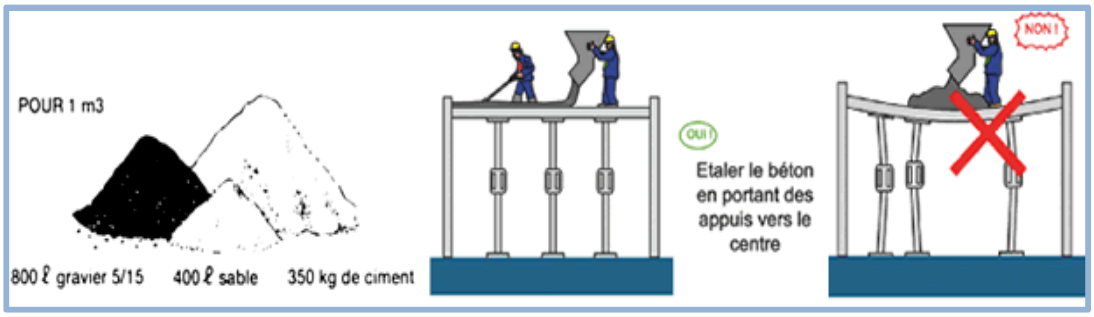


Figure III 6 Choix de disposition des étaiements.

c) Calcul des étaiements:

Tableau III 3 Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
1	0.77	1.0375	2.075	1.84	0.415	C N V
2		1	1.38	0.36	0.27	C N V
3			1.0375	0.16	0.20	C V

Conclusion : On place chaque distance de1.0375 m un étaiement.

Deuxième étape: Après le coulage:

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Méthodes de calcul :

a) La méthode forfaitaire:

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes:

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \text{Min} \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode :

Les étapes de calcule de de méthode forfaitaire sont dans **l'annexe Art 1.1**

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

b) Méthode de Caquot: (pour les poutres):

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.
Les étapes de calcule de de méthode forfaitaire sont dans l'**annexe Art 1.2**

III.2.2.2 Calcul des charges et surcharges:

Tableau III 4 Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6.59*0,65 = 4.28	1*0,65 = 0,65	6.75	4.93
Plancher courant	6.00*0,65 = 3.9	1.5*0,65=0.98	6.75	4.88
Plancher de RDC	6.00*0,65 =3.9	1.5*0,65=0.98	6.75	4.88

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher de RDC (ou plancher courant) ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- Notre structure comporte trois (03) types de poutrelles:

Poutrelles à cinq travées.
Poutrelles à quatre travées.
Poutrelles à deux travées.

- Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

Poutrelles à quatre travées .
Poutrelles à deux travées .

Poutrelles à quatre travées :

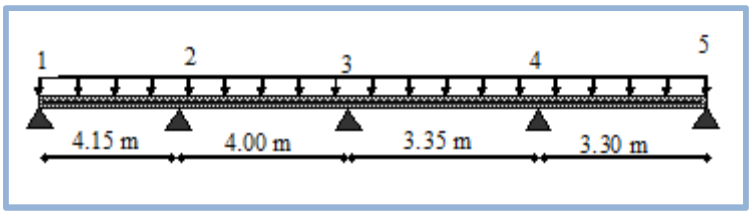


Figure III 7 Schéma statique de poutrelles à quatre

Poutrelles à deux travées :

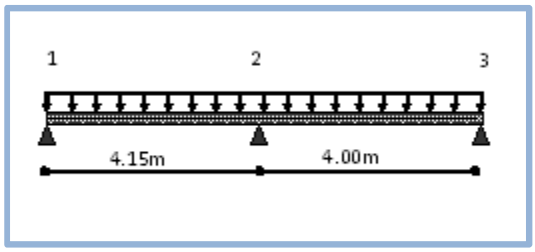


Figure III 8 Schéma statique de poutrelles à deux travées

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

(CV) - $Q = 2.5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.32 \ \ kN/m^2 \\ 5 \ \ \ kN/m^2 \end{cases}$

- l'inertie est varié pour toutes les travées.
- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.03 < 1.25$ …….. (CV)
- $0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 1.19 < 1.25$ …….. (CV)
- $0.8 < L_{CD} / L_{DE} = 1.01 < 1.25$ ……... (CV)
- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2.3 Détermination les efforts

Poutrelles à quatre travées :

Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III5 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des poutrelles.

	$G=6.00\ kN/m^2$; $Q=1.5\ kN/m^2$ $P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = 6.75\ kN/ml$					
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$					
Travée	M_0 (KNm)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	Me (KN.m)	T_w(KN.)	T_e (KN.)
1-2	14.54	9.01	2.91	9.0	15.45	-12.50
2-3	13.51	7.02	9.60	7.57	12.82	-14.12
3-4	9.47	4.92	7.57	6.26	10.49	-12.07
4-5	9.19	5.70	6.26	1.84	10.94	-11.28

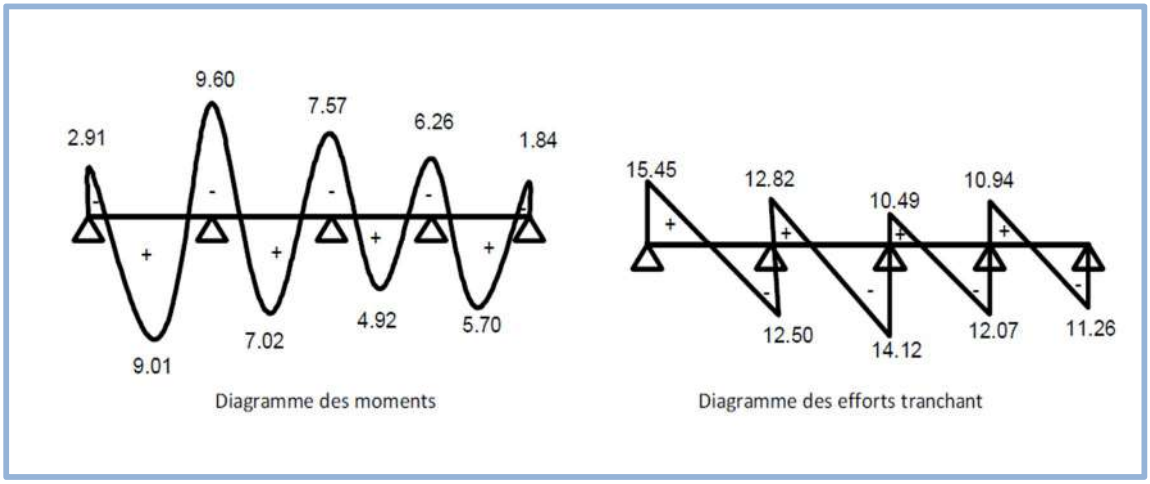


Figure III 9 Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime.

Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:

Tableau III 6 Moments en appuis et en travées des poutrelles

	$G=6.59\ kN/m^2$; $Q=1\ kN/m^2$ $P_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.93\ kN/ml$			
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$			
Travée	M_0 (KNm)	M_t (KN.m)	M_w(KN.m)	Me(KN.m)
1-2	10.61	6.58	2.12	7.01
2-3	9.86	5.13	7.01	5.53
3-4	6.92	3.59	5.53	4.57
4-5	6.71	4.16	4.57	1.34

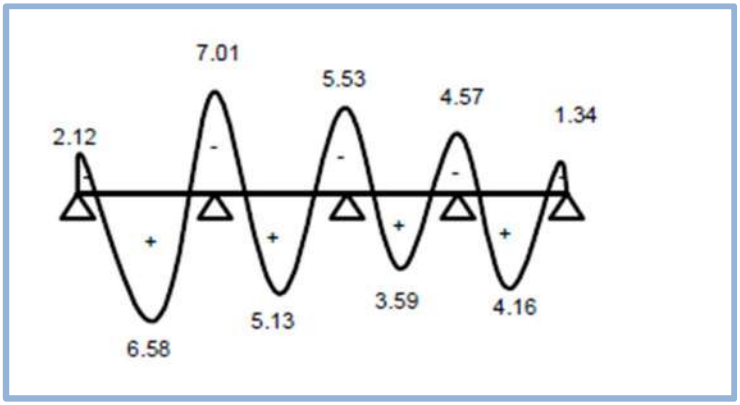


Figure III 10 Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service

Poutrelles à deux travées :

Détermination des efforts à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III 7 Moments en appuis et en travées et les efforts tranchant des poutrelles.

	$G=6.59\ kN/m^2$; $Q=1\ kN/m^2$ $P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = 6.75\ kN/ml$					
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.13$					
Travée	M_0 (KNm)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	Me (KN.m)	T_w(KN.)	T_e (KN.)
1-2	14.54	9.01	2.91	9.60	15.45	-12.50
2-3	13.51	8.37	9.60	2.70	11.75	-10.47

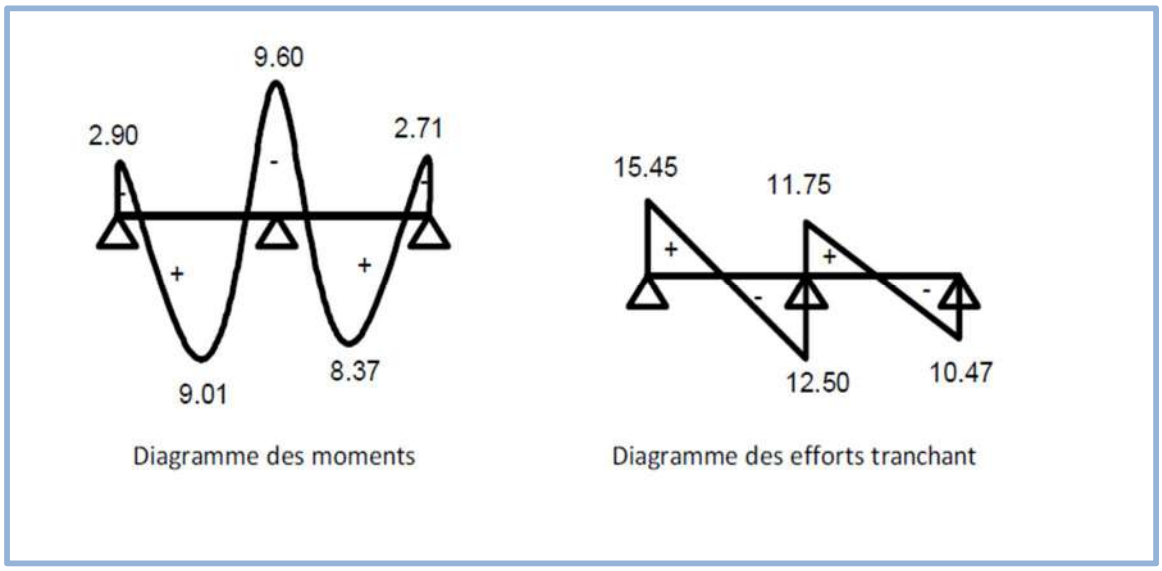


Figure III 11 Diagramme des moments et des efforts tranchant des poutrelles à l'état limite ultime.

Détermination des efforts à l'Etat Limite de Service:

Tableau III 8 Moments en appuis et en travées des poutrelles

	$G=6.59\ kN/m^2$; $Q=1\ kN/m^2$ $P_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.93\ kN/ml$			
	$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = .0.13$			
Travée	M_0 (KNm)	M_t (KN.m)	M_w(KN.m)	Me(KN.m)
1-2	10.61	6.58	2.12	7.01
2-3	9.86	6.11	7.01	1.97

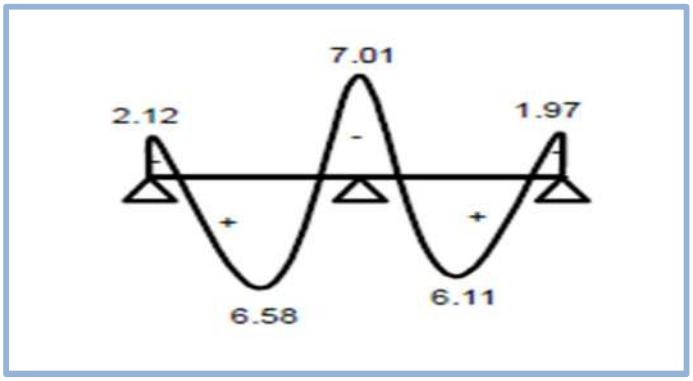


Figure III 12 Diagramme des moments des poutrelles à l'état limite de Service.

Remarque: seules les valeurs maximums en travées et en appuis sont prises en compte.

III.2.2.4 Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : M_{tu}^{max}=09.01 kNm
M_{au}^{max}=09.60 kNm
T_u^{max}=15.44 kN

E.L.S: M_{tser}^{max}=06.58 kNm

M_{aser}^{max} =07.01 kNm

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 :

En travée :

h=20cm ; h_0=4cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

Sur appuis :

h=20cm ; b=12cm ; d=0,9h=18cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

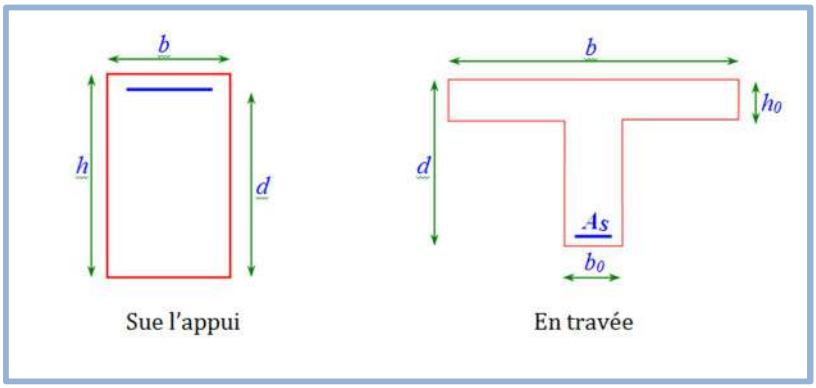


Figure III 13 les sections des armatures en travées et sur appui.

Calcul des armatures longitudinales:

Calcul des armatures a l' E L U :

Tableau III 9 Calcul des armatures a l' E L U

		En travée section T :	Sur appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	9.01	9.60
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0* σ_b b a d m*(d-(h0/2)) =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.03	0.174
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	C V	C V
	As	0	0
	β	0.985	0.904
	A (cm²)	1.46	1.65
	Le chois	3HA10=2.36 cm²	2HA12=2.26 cm²

Condition de non fragilité:

$A_{min} = \frac{12.20}{1000} = 0,24\ cm^2 < A_t = 2.26\ cm^2$ …….. (C V)

III.2.2 .5 Vérification an l 'ELS:

Tableau III 10 Vérification an l 'ELS

		En travée section T :	Sur appuis section rectangulaire:
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	6.58	7.01
	$\overline{\sigma}_{b\,b}$ dm(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.88	7.26
	I_G (cm^4)	8323.35	5440.77
	K (N/cm^3)	0.079	0.12
	$\sigma_{b\,b}$ (Mpa)	3.06	9.35
	$\sigma_{b\,b} \leq \overline{\sigma}_{b\,b}$	C V	C V

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III 11 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Sur appuis
	At=3HA10	Aa=2HA12

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right]$ → $\phi \leq [5{,}71;\ 12;\ 10]$

On adopte: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}50cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0.56cm^2$

Escapement:

$$S_t \le min[0.9d, 40cm] = 1.62cm$$

Selon le R.P.A 99

$$A_{t\,min} \le 0.003 S_t.b$$

$$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 15.55\,cm$$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes:

* $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0031 \ge \frac{1.15(0,77 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0,00045$$ …….. (C V)

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4.12.15}{400} = 0.18cm^2$$

$A_t = 0,56cm^2 \ge A_{tmin} = 0,18cm^2$ …….. (C V)

III.2.2 .6 vérifications de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15.44\times10^3}{120\times180} = 0.717\ MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.717MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa$$ …… (C V)

III.2.2.7 vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\, 0.9 \times 18\right] = 16{,}20\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 15.44\text{kN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 162 = 129.6\,\text{kN} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (C V)}$$

III.2.2.8 vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 15.44 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.59\,\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (C V)}$$

$$A = 2.26\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 15.44 \times 10^3}{400} = 0.44\text{cm}^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (C V)}$$

III.2.2.9 vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}048 > \frac{9.01}{15.14.} = 0.058 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (C .N. V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{3{,}6}{f_e} \Rightarrow \frac{2{,}70}{12.18} = 0{,}0109 > \frac{3{,}6}{400} = 0.009 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (C .N. V)}$$

On doit passer au calcul des flèches;
Les étapes de calcule de la fléché de poutrelle dans **l'annexes 1.3**

Tableau III 12 Valeur de la flèche

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	Y_G (cm)	I_0 (cm⁴)
2.36	6.57	0.0110	182.47	0.635	10.2	45538.87
I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
14774.90	26607.72	3.1	4.3	1.2	8.3	C V

III.2.3 Ferraillage de la dalle de compression:

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :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.

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles) au plus égale à20cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures est 33cm.

$50\,cm < L = 65\,cm < 80\,cm$

$A_{\perp}$: armatures ($\perp$) aux poutrelles.

$A_{//}$: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} \; ; \; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferraillées en treillis soudés soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\,cm^2/ml$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\,\varphi\,5$

esp = 20cm.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25\,cm^2$$

On choisira: $A_{//} = 5\,\varphi\,5$

esp = 20 cm.

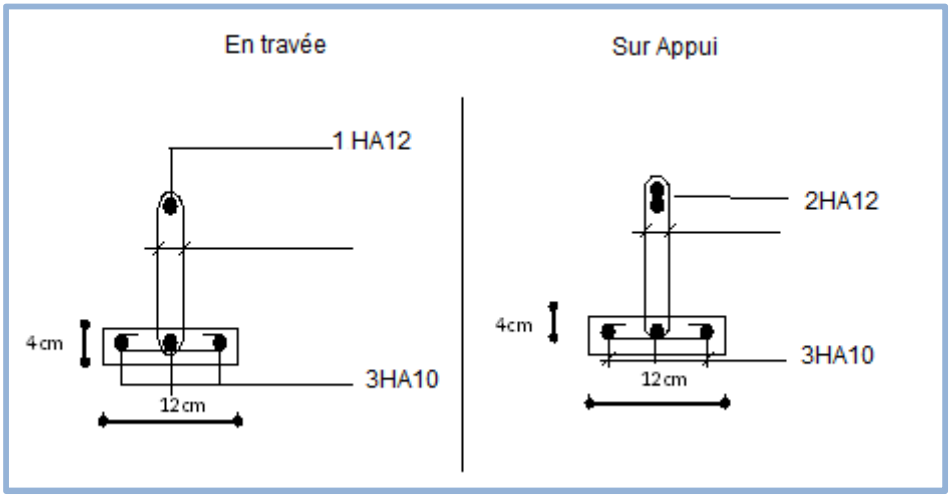


Figure III 14 disposition constructive des armatures de Poutrelle.

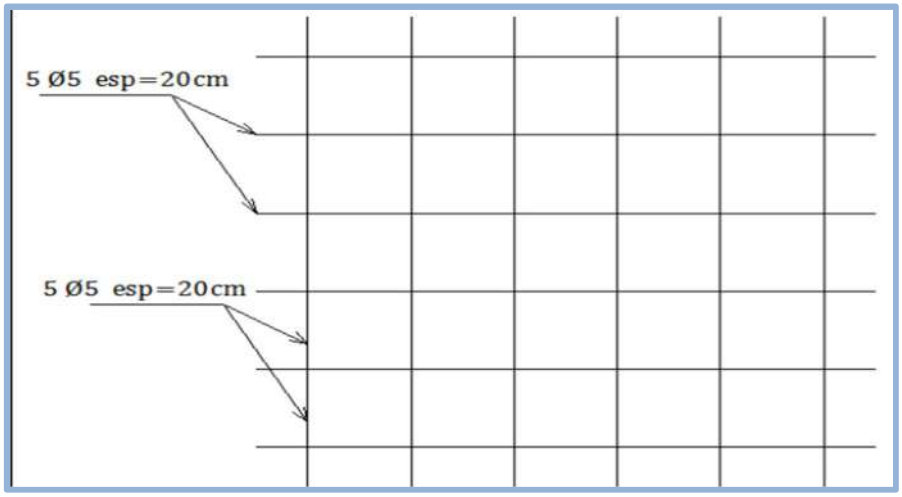


Figure III 15 disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3-Escaliers :

III.3.1. Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.3.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, « h » est la longueur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre, la dalle qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre marche, la cage est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle le limon, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé Jour.

Le collet est le bord qui limite l'escalier du côté du jour, la ligne de foulée est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle échappée la hauteur libre verticale au-dessus de l'arrête ou nez d'un marché, sa valeur minimale est de 2,00m, une volée peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un palier de repos, à chaque étage, l'escalier aboutit a un palier d'arrivée, qui est en même temps palier de d'épart de l'étage au-dessus, la longueur d'un palier doit être de 3 marches au moins.

Dans notre bâtiment elle se fait par l'escalier. On a un seule type d'escalier :

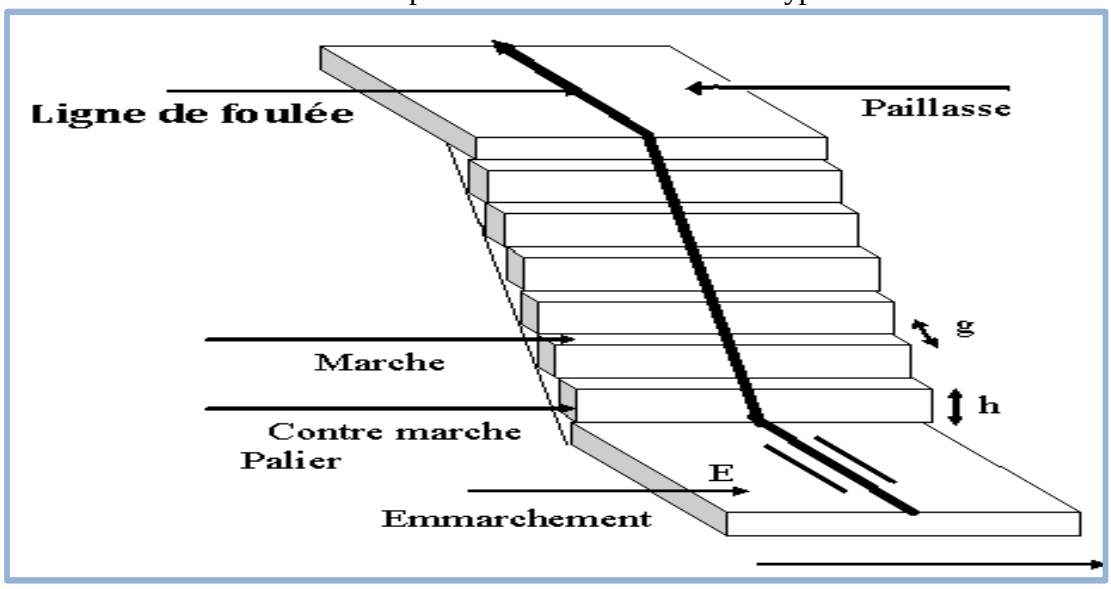


Figure III 16 : Représentation d'un escalier.

Notre escalier est un Escalier droit de deux volets :

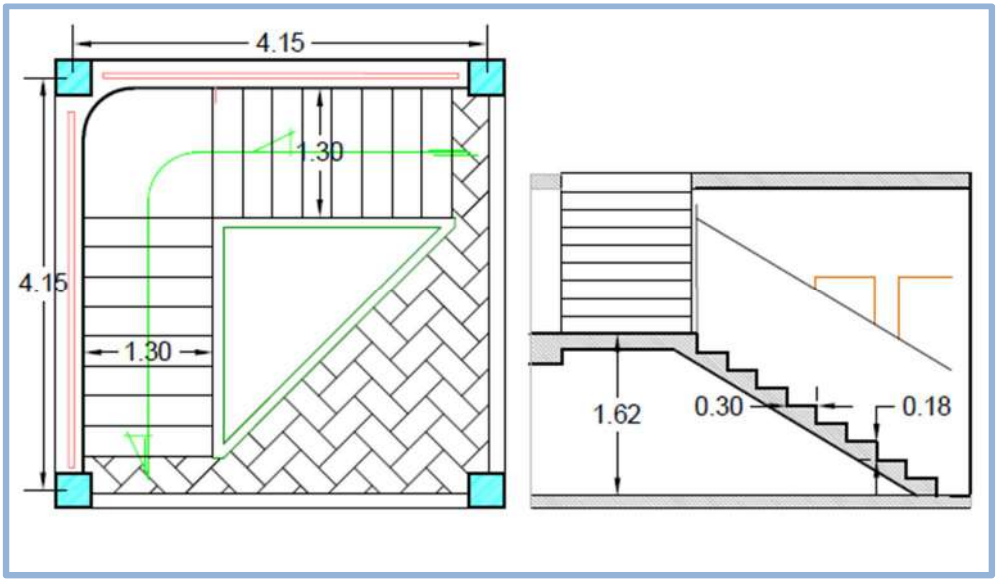


Figure III 17 Représentation de notre escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL. Les étapes de calcule de la fléché de poutrelle dans **l'annexes 2.1**

III.3.3 Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

Le palier aura la même épaisseur que l'escalier, l'angle de l'inclinaison de la paillasse est de α.=34.01°

L'épaisseur de la paillasse doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{L}{35} \le e_p \le \frac{L}{30}$$

L_0 : La longueur de la paillasse = 1.62/sinα $\Rightarrow$ L_0=2.89 m

L'épaisseur de l'escalier :

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

$\frac{L}{35} \le e_p \le \frac{L}{30}$ Avec L= L_0 + L_{palier} L= 2.89+(0.35+1.4)=4.64m.

$$\frac{464}{35} \le e_T \le \frac{464}{30}$$

$$13.25 \le e_T \le 15.64\,cm \quad on\ prend \quad e_T = 15\,cm$$

III.3.4 Détermination de charge et surcharge :

A) Charges Permanentes:

Palier de repos :

Tableau III 13 Charges Permanentes.de Palier de repos

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0,4
-3-	Lit de sable	0,02	18	0,36
-4-	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
-5-	Enduit en ciment	0,02	18	036
			Total	5,31

Paillasse :

Tableau III 14 Charges Permanentes.de Paillasse

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (KN/m^3)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.4
-3-	Poids de Marches	-----	-----	2.125
-4-	Poids de la Paillasse	0.18	25	4.53
-5-	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
-6-	Garde-corps	-----	-----	0.36
			Total	8.21

B) Surcharge D'exploitation :

Ouvrage d'habitation : pour le palier et la Paillasse Q=2,50KN/m²

Tableau III 15 Charge à l'ELU et l'ELS

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	10.92	14.83
ELS	7.81	10.71

Schéma statique de l'escalier :

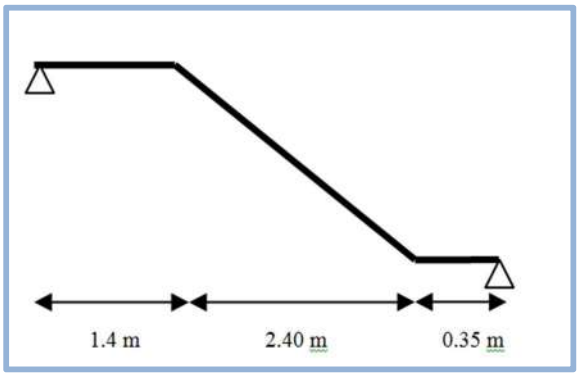


Figure III 18 modélisation de 1ère volée de l'escalier

Le Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS:

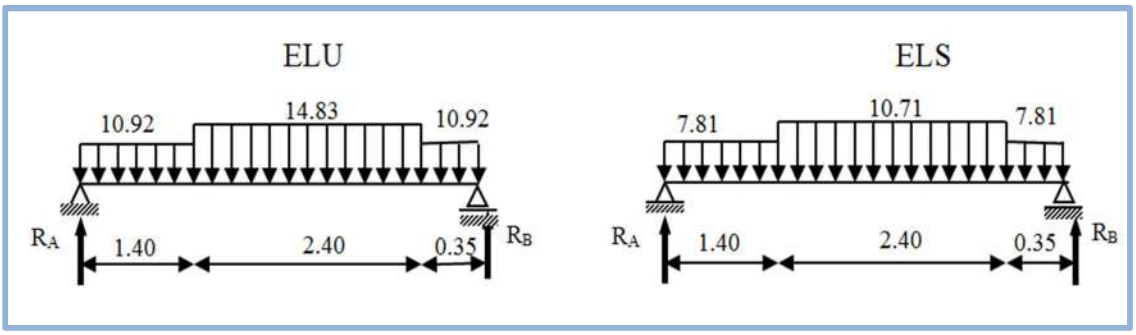
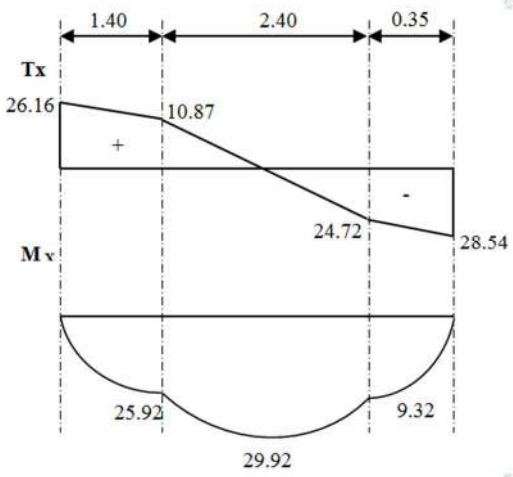
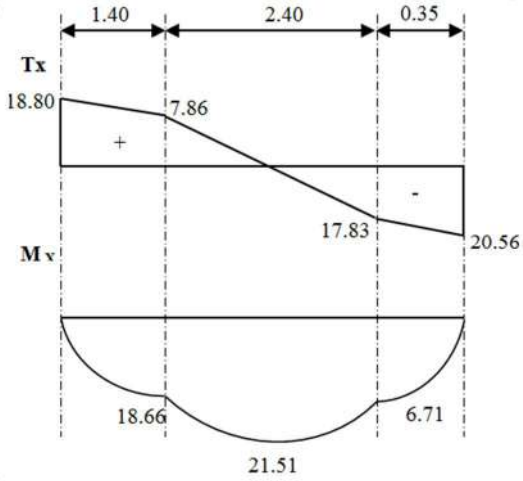


Figure III 19 Schéma statique de l'escalier à l'ELU et l'ELS

III.3.5. Détermination les efforts:

Tableau III 16 Détermination des efforts

	ELU	ELS
Les réactions d'appuis	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 54.70KN$ $R_A = 26.16\,KN$ $R_B = 28.54\,KN$	$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 39.36KN$ $R_A = 18.80KN$ $R_B = 20.56\,KN$
l'effort tranchant (Tx) et moment fléchissant (Mx)		
M_{max} (Kn.m)	29.92 KN.m	21.51KN.m
$M_{travée}$ (Kn.m)	= 0.85 M_{max} =25.43 KN.m	= 0.85 M_{max} =18.08 KN.m
M_{appui} (Kn.m)	= 0. 5 M_{max} =14.96 KN.m	= 0.5 M_{max} =10.63 KN.m

III.3.6 .Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage de l'escalier le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts sur appuis et en travée sont :

E.L.U : M_{tu}^{max}=25.43 kNm

M_{au}^{max}=14.96 kNm

T_u^{max}=28.54 kN

E.L.S: M_{tse}=18.08 kNm
M_{aser}=10.63 kNm

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension *(b x h)*
Tel que : b=100cm ; h=15cm

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; *d=12.5cm.*

$\sigma_s = 348MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; *fe=400MPa*

Tableau III 17 Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu \prec \mu_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	β	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)	Espacement cm
Travée	25.43	0.115	Oui	0	0.938	6.23	6HA14	9.24	16
Appuis	14.96	0.067	Oui	0	0.965	3.56	6HA12	6.79	16

En travée :
$S_t \leq$ min (3h=45 cm;33 cm) =33 cm ……. (C V).
Sur appui :
$S_t \leq$ min (3h=45 cm;33 cm) =33 cm …… (C V).

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 2.31cm^2/ml \leq A_r$

Le choix est de **4HA 10**=3.14cm² avec S_t=25cm

$S_t \leq$ min (4h=60 cm;45 cm) =45 cm …….(C V).

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 1.69cm^2/ml \leq A_r$

Le choix est de **4HA10**=3,14 cm² avec S_t=25cm

$S_t \leq$ min (4h=60 cm;45 cm) =45 cm …… (C V).

III.3.7 Vérification à l'E.L.S :

Les étapes de Vérification à l'E.L.S dans **l'annexes 2.2**

Tableau III 18 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	18.08	9.24	4.50	11907.78	6.83	*C V*
Appui	10.63	6.79	4.02	9488.74	4.51	*C V*

III.3.8 Vérifications d'Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1.167 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{28.54 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.190 MPa < \overline{\tau_u} = 1.167 MPa. \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C V)}$$

III.3. 9 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}036 > \frac{25.43}{29.92} = 0.042 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C .N. V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2{,}70}{12.18} = 0{,}0109 > \frac{3{,}6}{400} = 0.009 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C .N. V)}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

On doit passer au calcul des flèches;
Les étapes de calcule de la fléché dans **l'annexes 2.3**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 19 Valeur de la flèche

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	Y_G (cm)	I_0 (cm^4)
9.24	18.08	0.07	208.16	0.555	8.65	32173.02
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
13737.61	21705.66	7.04	13.26	6.21	8.3	C V

III.4 Etude de consol de la palière

Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple pour une poutre encastrée
Et uniformément chargée
La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est :
Son poids propre
Le poids de la maçonnerie
Charge linéaire provenant du palier

III.4.1 Pré dimensionnement

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques vérifiées selon le RAP 99 version 2003.
h= 30 et b = 30 tel que
-h =30 ≥ 30
-b=30≥ 20
- h/b = 30/30 = 1 < 4, …….. (C V)
Donc la section deb la poutre palière est de b×h = 30×30 cm^2

III.4.2 Détermination des efforts :

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):
$R_u = 26.16 KN$ $R_{ser} = 18.80 KN$
Poids propre de la poutre palière : 0.30×0.30×25=2.25 kN/ml
Poids du mur double cloison : 2.52×1.22=3.07 kN/ml

E.L.U :
q_{u1}=1,35(2.25+3.07)+R_u =30.30 KN. ml
E.L.S :
q_{ser1}=(2.25+3.07)+R_{ser} =21.15 K N.ml

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = qx$

Diagramme des efforts internes

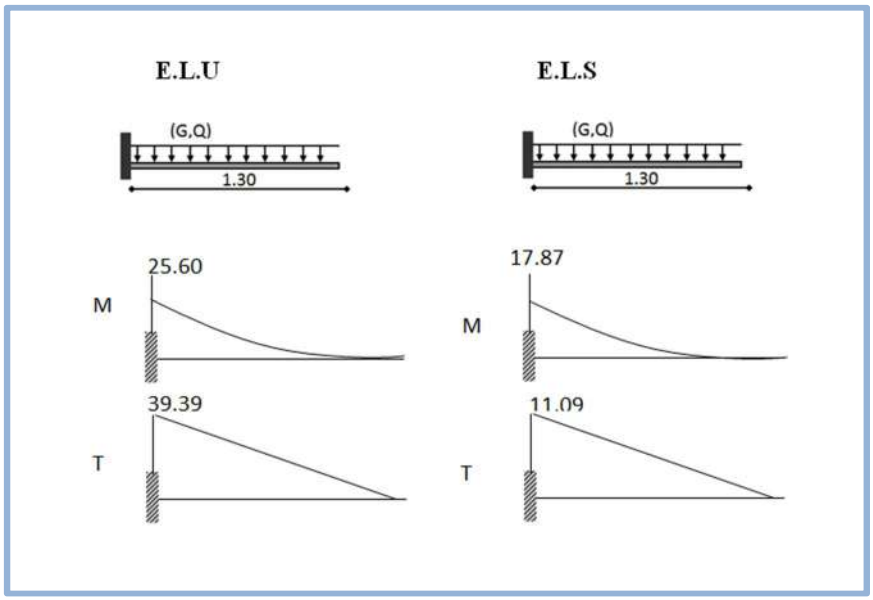


Figure III 20 Diagramme des efforts internes

III.4.3.Ferraillage

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés :

Donnés : b×h =30×30 cm^2 , d= 27.5cm , c= 2.5cm .

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; $d=12.5cm.$

$\sigma_s = 348MPa$; $\gamma_s = 1{,}15$; fe=400MPa

Tableau III 20 Ferraillage de la poutre palière.

	M_u (KNm)	μ	$\mu \prec \mu_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	β	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
Encastrée	25.60	0.079	Oui	0	0.958	2.79	6HA12	6.79

Condition de non fragilité:

$A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2 < A_t = 6.79\ cm^2$ ……(C V)

III.4.4. Vérification à l'E.L.S :

Les étapes de Vérification à l'E.L.S dans **l'annexes 2.4**

Tableau III 21 Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Encastrée	17.87	6.79	10.27	41068.44	4.40	C V

III.4.5.Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

Amin=0.5% b.h

Amax=4% b.h (zone courante)

Amax=6% b.h (zone de recouvrement)

$A_{min} < A_s < A_{max}$

0.5% b.h < 6.79 < 4% b.h

$4.5cm^2 < 6.79\ cm^2 < 36\ cm^2$ ..... (C V).

III.4.6. vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{39.39\times10^3}{275\times300} = 0.477\ MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.47\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33MPa$$

III.4.7. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$ → $\phi \leq [8.571; 30; 10]$

On adopte: ϕ_t = 8 mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,502cm² ; n_t = 4.

$A_t = a_t.n_t$ = 2.01cm² A_t =4 ϕ_t 8.

- Escapement:

$S_t \leq min[0.9d, 40cm] = 24.75cm$

Selon le R.P.A 99

$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b$

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 15.55cm$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes:

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

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{1.01\times10^2}{300\times150} = 0.0022 \geq \frac{1.15(0,4477 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0,00002$ …… (C V)

$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4*30*15}{400} = 1.35cm^2$

A_t = 2cm² ≥ A_{tmin} = 1.35cm² …….. (C V)

III.4.8. Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5cm; 12\phi = 9.6cm_l\right]$ (zone nodale)

S_t = h/2 =15cm (zone courante)

St=7 cm (zone nodale)

St=15 cm (zone courante)

At min ≤At ; At min=0.003 St .b=0.003×15×30=1.35 cm^2

At=2.01 cm^2≤At min=1.35 cm^2 …….(C.V)

III.4.9. vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps notre cas est console ;

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}243 > \frac{25.60}{20*25.60} = 0.1 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{275*300} = 0{,}0082 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C V)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.230 \geq 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(C V)}$$

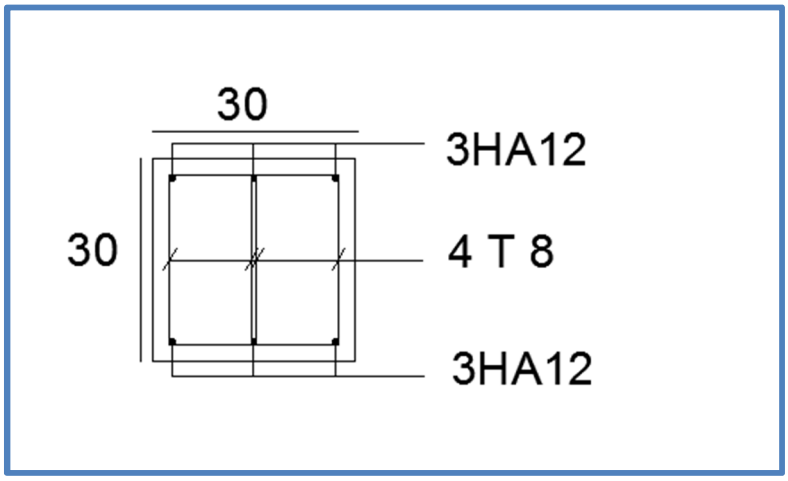


Figure III 21 Ferraillage de la poutre

III.5.les balcons

III.5.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.
ep = 17.5cm : peut assurer un coupe-feu de quatre heures.

On adopte une épaisseur ep = 15 cm.

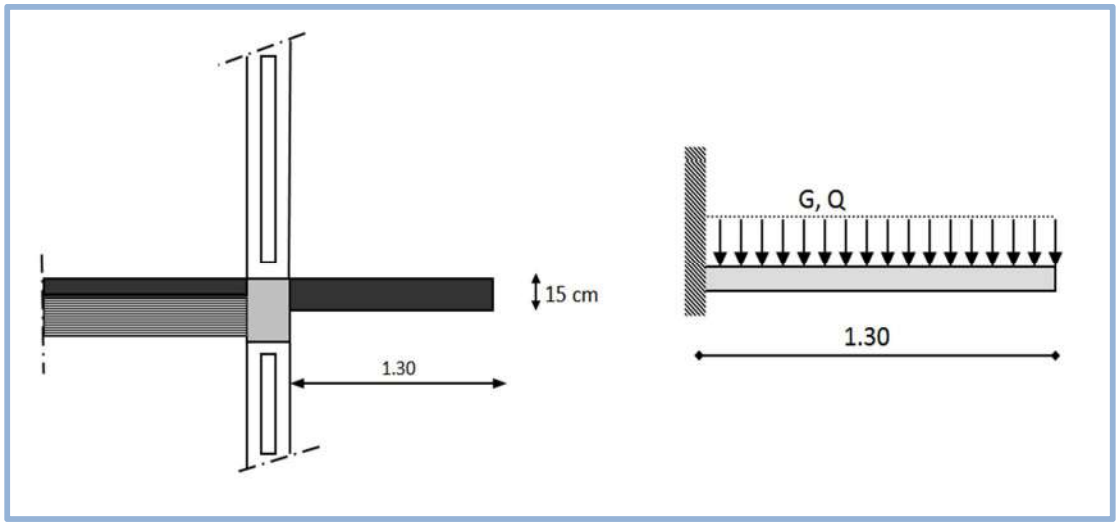


Figure III 22 Dimensions du balcon et Schéma statique

III.5.2. Calcul des charges sollicitant le balcon

1). Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Charge permanente :
Pour une bande de 1 m :
G × 1m = 6.95 ×1 =6.95kN/m
Charge d'exploitation
Q = 3,5 kN/m ; pour une bande de 1m.

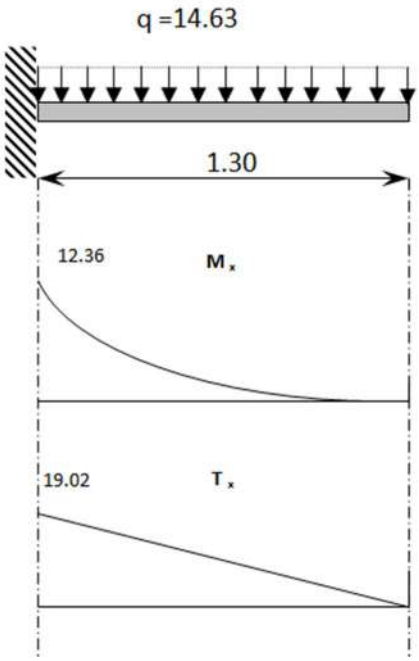
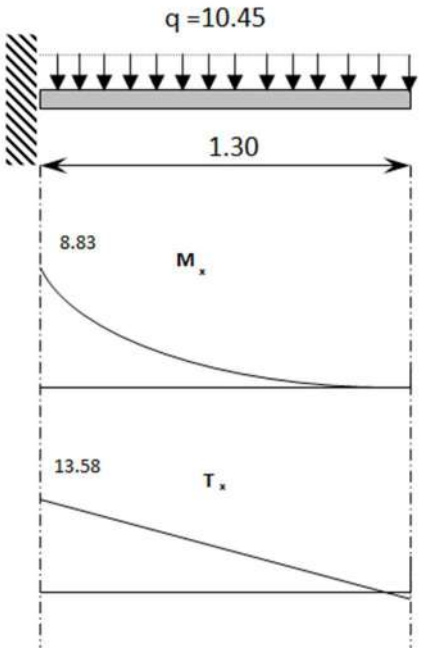
2).Combinaison des charges

Tableau III 22 Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	ELS
q (kN/m)	14.63	10.45

III.5.3Calcul des efforts internes

Tableau III 23 Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
l'effort tranchant (Tx) et moment fléchissant (Mx)	$M_1 = -(\frac{q_1 L^2}{2})$ $T_1 = -(q_1.L)$	$M_1 = -(\frac{q_1 L^2}{2})$ $T_1 = -(q_1.L)$
		
M max (KN.m)	12.36 KN.m	8.83KN.m
T max (KN)	19.02KN	13.58 KN

III.5.4 Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm²

Données : f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_{bc}= 14,2 MPa ; d = 12.5 cm ; f_e= 400 MPa.

Tableau III 24 : Ferraillage du Balcon

Mu (kN.m)	μ	$\mu<\mu_R$	As' (cm²)	β	As (cm²)	le choix	As (cm²)	esp (cm)
12.36	0.056	OUI	0	0.971	2.92	4HA12	4.52	25

Vérification de l'espacement

$S_t \leq$ min (33 et 3h) =33 cm.

$\Rightarrow S_t$ = 25 cm …….. (C V)

Armatures de répartition

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 1.13 cm^2/ml \leq A_r$

Le choix est de 4HA10=3,14 cm² avec S_t=25cm

$S_t \leq$ min (4h=60 cm;45 cm) =45 cm ……. (C V).

III.5.5Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Les étapes de Vérification à l'E.L.S dans **l'annexes 3.1**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III 25 Vérification a L4ELS.

M_{ser} (kNm)	As (cm²)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$	σ_S (Mpa)	$\sigma_S < \overline{\sigma}_S$
8.83	4.52	3.49	6922.22	4.38	C V	173.37	C V

III.5.6 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$\tau_u^{max} < \tau_u$

$$\tau_u^{max} = \frac{Tu^{max}}{bd} = \frac{19.02 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.127 MPa$$

$\tau_u = \overline{min}\,(0{,}1 f_{c28}\,;\, 3\ MPa) = 1.17\ MPa.$

Alors : $\tau_u^{max} < \overline{\tau_u}$ …….. (CV)

III.5.7Vérification de la flèche

❖ Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

1. $\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Leftrightarrow 0.0036 \leq 0.005$ ……..(C V)
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{20M_0} \Leftrightarrow 0.115 \geq 0.05$ ……. (C V)

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

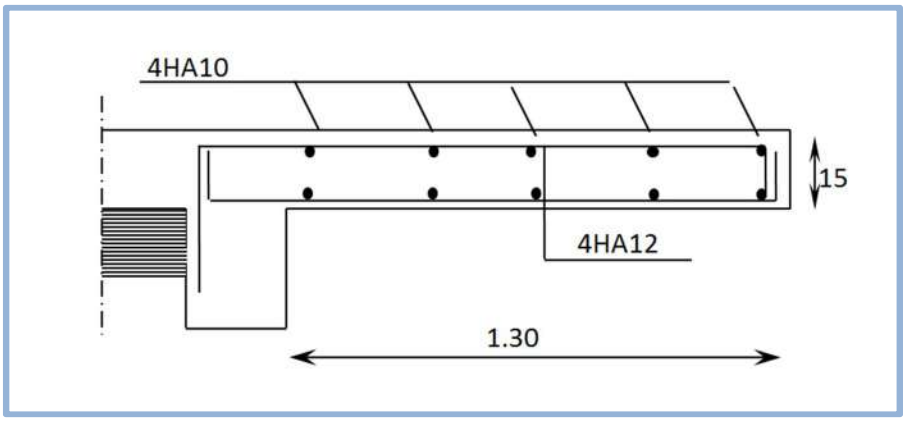


Figure III 23 ferraillage de balcon

III.6.Etude de la dalle pleine :

III.6.1. Introduction

La structure étudiée comporte des dalles pleines qui se distinguent par leurs formes en plan ; et les charges qui leurs reviennent on trouve des dalles pleines triangulaires.

Une dalle est un élément plan, de faible épaisseur par rapport à ces deux autres dimensions perpendiculaires au plan moyen.

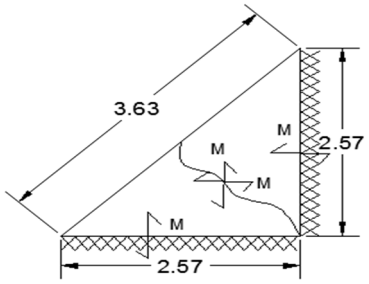
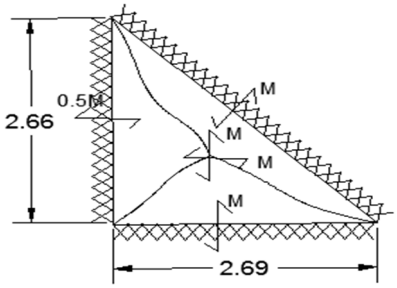
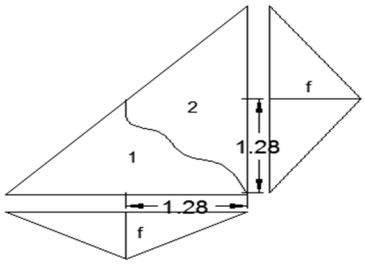
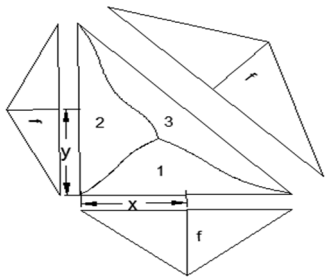
Hypothèses (ligne de rupture)

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

Les lignes de rupture sont des lignes droites.

Principe de calcul: Annexe 4.1

Tableau III 26 Détermination de moment fléchit de la dalle triangulaire

	Type 01	Type 02
Efforts dans la dalle		
		
T_{ext}	$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext}$ $T_{ext} = q.\left(2.57 \times 2.57 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 1.10.q.f$	$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext}$ $T_{ext} = q.\left(2.66 \times 2.69 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 1.19.q.f$

T_{int}	$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int}$ $T^1_{int} = 2M.]_x . \frac{f}{1.28}$ $T^2_{int} = 2M.]_y . \frac{f}{1.28}$ $T_{int} = 4.01.M.f$	$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int}$ $T^1_{int} = 2M.]_x . \frac{f}{y}$ $T^2_{int} = 1.5M.]_y . \frac{f}{x}$ $T^3_{int} = M.] . \frac{f}{lx - x} + M.] . \frac{f}{ly - y}$ $T_{int} = M.f2M.(\frac{4.03}{2.66 - y} + \frac{5.32}{2.69 - x} + \frac{4.03}{y} + \frac{5.32}{x})$
$T_{ext} = T_{int}$	$M = 0.27.q$	$M = 0.085.q$
M_{MAX}	$M = 0.27.q$	

Tableau III 27 Détermination des chargements de la dalle

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
Terrace	7.54	1	111.67	8.54
Etage c	6.95	1.5	11.63	8.45

$M_u = M_t = M_a = 3.15$ K N m

$M_{ser} = M_t = M_a = 2.701$KN.m

III.6.2 Ferraillage :

On fait le calcul sur une bande de 1 ml ; avec : b = 100 cm ; h= 15 cm et d = 12.5 cm

Tableau III 28 Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

	Moment [kNm]	μ	α	A_S^{cal} [cm²]	$A_S^{adopté}$ [cm²]
Travée	3.15	0.014	0.993	0.72	4HA10=3.14
Appui	3.15	0.014	0.993	0.72	4HA10=3.14

Armature de répartition :

$A_{rép} = A_s / 4 = 0.78\ cm^2$

On adopte : 4HA10 avec $A_s = 3.14\ cm^2$

Condition De Non Fragilité :

Il faut que : $A_S \geq 1.5 cm^2$

$A_S = 3{,}39\ cm^2 > 1.5\ cm^2$ …… (C V)

Donc on doit prendre : 4HA10 avec: $A_S = 3.14\ cm^2$

III.6.3 Vérification des contraintes a L'ELS :

Tableau III 29 Vérification des contraintes

M_{ser}^{max} [kNm]	Y [cm]	I [cm^4]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	observation
2.70	2.96	5151.11	1.55	15	C V

III.6.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07 \qquad f_{c28}/\gamma_b = 1.167\,MPa$$

$$T_U = \frac{p_u \times L_X \times L_Y}{2 \times L_X + L_Y} = \frac{11.67 \times 2.57 \times 2.57}{2 \times 2..57 + 2.57} = 9.99\ kN$$

$$\tau_u = \frac{9.99 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.06\ MPa < 1.167\ MPa \qquad (CV)$$

III.6.5 Vérification de la flèche :

On a trois inégalités à vérifier

- $\frac{A_S}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \cdot 112.5} = 0{,}0025 < 0{,}005$ …….. (C V)
- $\frac{h}{L} = 0.058 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} = 0.038$ …….. (C V)

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas Nécessaire de calculer la flèche

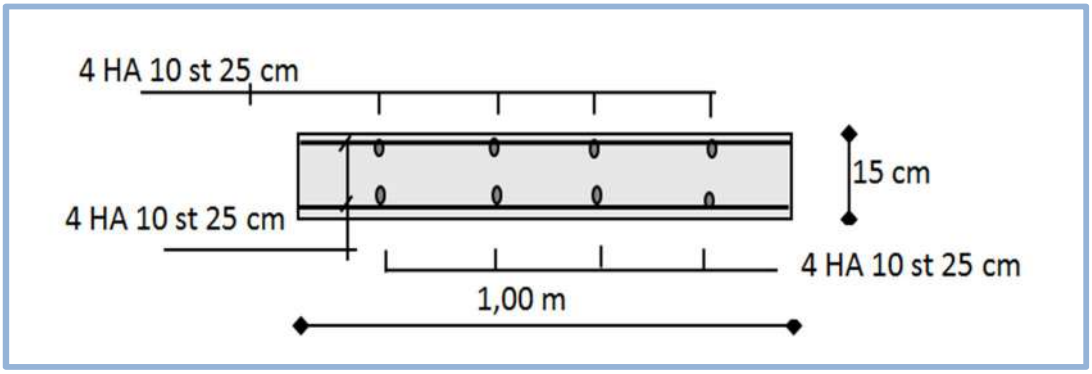


Figure III 24 ferraillage de dalle plaine

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. Etude dynamique :

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre et continuent à surprendre l'homme, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape très importante dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil implanté dans une zone sismique où éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême ; explosion)

Le séisme est une action extérieure provoquant la vibration de l'ouvrage ; cette vibration engendrera des déplacements et des sollicitations les quelles si elles ne sont pas prises correctement en considération peuvent provoquer la ruine de la structure.

IV.2. Caractéristiques géométriques 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 son comme suit t :
- Le centre de Masse
-Le centre de Torsion

IV.2.1.Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi,il est défini par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad \text{et} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

A. les poteaux:

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité:

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

E: module de Young.

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

L: longueur du poteau

Moment d'inertie: Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants:

Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

Pour les poteaux '1' :

$$I_x = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \cos^2(\alpha) + b^2 \times \sin^2(\alpha)\right)$$

$$I_y = \frac{bh}{12}\left(h^2 \times \sin^2(\alpha) + b^2 \times \cos^2(\alpha)\right)$$

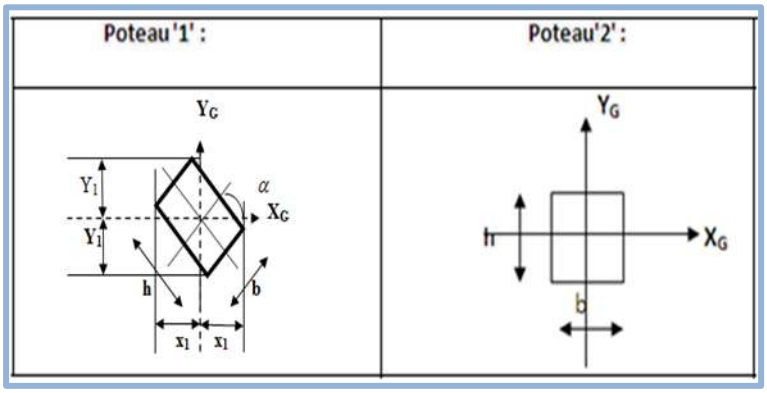


Figure .IV 1 Types des poteaux

B. Les Voiles:

B.1. Les Voiles pleins:

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

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

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de refend.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à " ox " et / ou " oy ".

Moment d'inertie:

- $I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".
- $I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

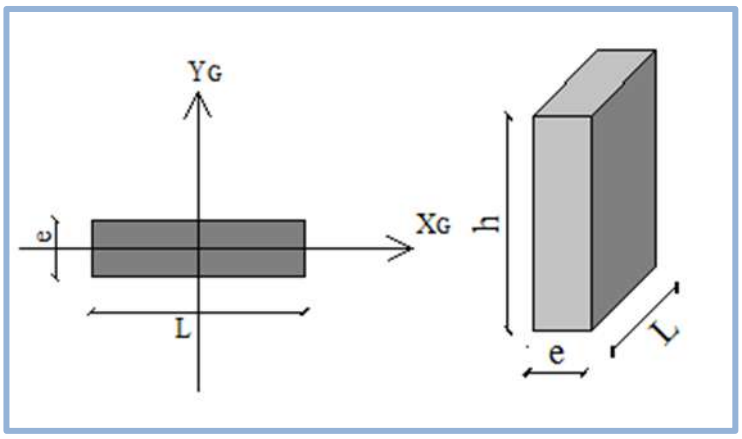


Figure .IV 2 Voile plein

B.2. Les Voiles avec ouvertures:

Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on a des baies dans les refends, donc on fait les calculs pour un refend avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le refend avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

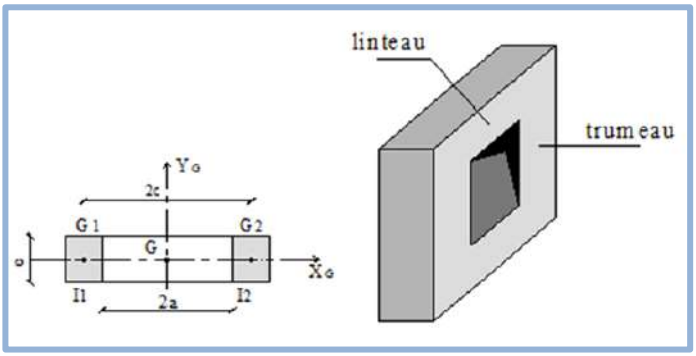


Figure .IV 3 Voile avec une seule ouverture

IV.2.3 Choix de disposition des voiles :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

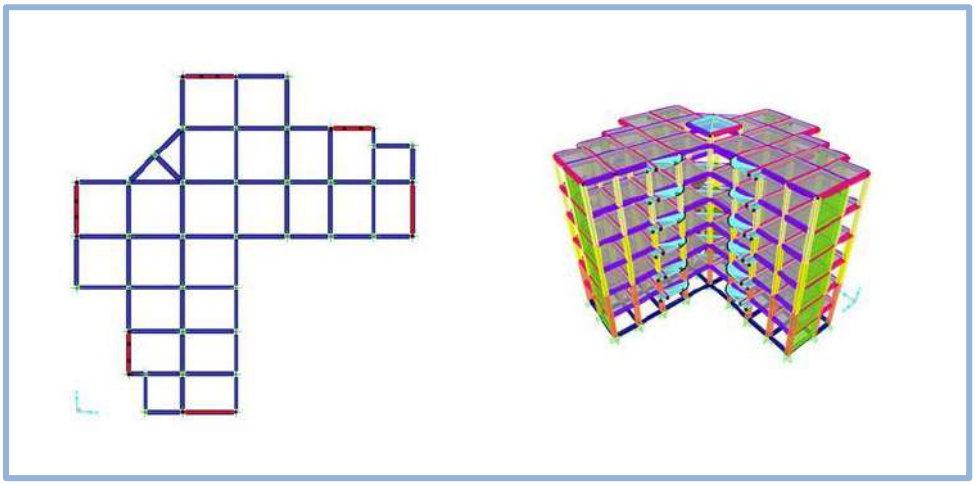


Figure .IV 4 variante existante 01

Tableau IV 1 Période et facture de participation Massique du modèle 01

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.57	33.80%	36.95%	0.00%	33.80%	36.95%
2	0.47	36.71%	33.58%	0.00%	70.50%	70.52%
3	0.33	0.05%	0.05%	0.00%	70.55%	70.57%
4	0.14	10.29%	8.88%	0.00%	80.84%	79.45%
5	0.13	8.98%	10.41%	0.00%	89.83%	89.86%
6	0.09	0.00%	0.00%	0.25%	89.83%	89.86%
7	0.09	0.01%	0.01%	22.29%	89.84%	89.87%

Constatation :

* Ce modèle présente une période fondamentale T = 0.57 s.
* Le premier et deuxième mode sont des modes de translation diagonale

Interprétation :

La période fondamentale **T=0.57 s** est supérieur à celle calculée par les formules empiriques données par **le RPA99 (formules 4-6 et de formules 4-6 de l'article 4-2-4) 0.50 S** Donc : la condition de **art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003** n'est pas vérifiée ($1.3T_e < T$). Cela nous traduit un manque de rigidité dans le bâtiment.

Remarque :

En remarque qu'il faut changer la disposition des voiles pour avoir une autre disposition des adéquat avec prise en compte la condition (**RPA -article 3.4.A.4 (a-b) ou article 3.2).**

Les Vérification de **RPA99 version2003** qui doit Vérifier :
La Stabilité de la structure.
La Résistance des éléments de la structure.

La deuxième disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

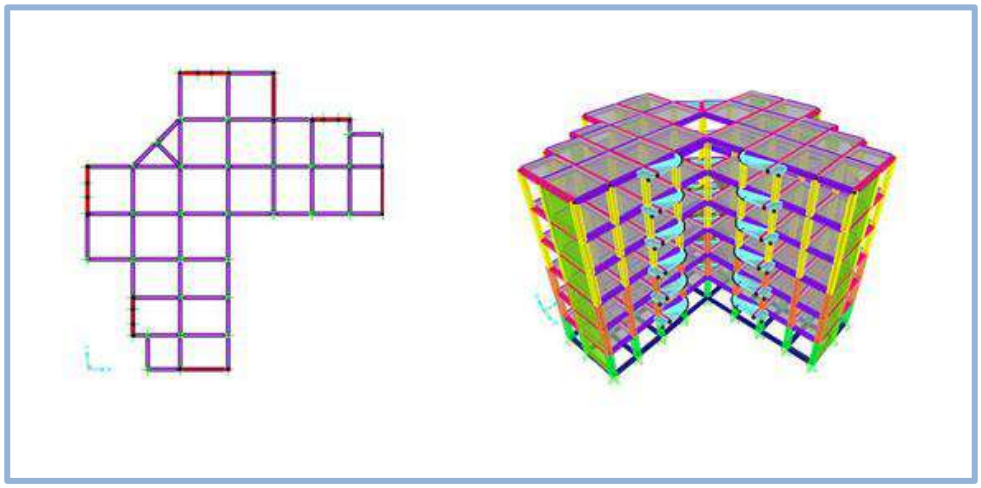


Figure .IV 5 variante existante 02

Tableau IV 2 Période et facture de participation Massique du modèle 02

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.52	66.45%	1.14%	0.21%	66.45%	1.14%
2	0.46	1.22%	65.84%	0.34%	67.66%	66.98%
3	0.31	0.20%	0.34%	66.15%	67.87%	67.32%
4	0.12	21.64%	0.00%	0.00%	89.50%	67.32%
5	0.10	0.00%	21.07%	0.36%	89.51%	88.40%
6	0.09	0.06%	0.60%	0.00%	89.57%	89.00%
7	0.09	0.00%	0.01%	0.02%	89.57%	89.01%

Constatation :

* Ce modèle présente une période fondamentale T = 0.52s.
* Le premier mode translation suivant X et rotation suivant Y avec 1.14% .
* Le Deuxième mode translation suivant Y et rotation suivant X avec 1.22%.
* Dans ce cas le comportement R est : **R =4**(les voiles reprennent < 20% des sollicitations dues aux charges verticales)**.**

Interprétation :

*La période fondamentale **T=0.52 s** est supérieur à celle calculée par les formules empiriques données par **le RPA99 (formules 4-6 et de formules 4-6 de l'article 4-2-4) 0.50 S** Donc : la condition de **art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003** n'est pas vérifiée ($1.3T_e < T$). Cela nous traduit un manque de rigidité dans le bâtiment.

* La vérification préconisée par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon **l'article 5.10 du RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \overline{\Delta}$ *et* $\Delta_K^y \leq \overline{\Delta}$

Dans ce cas cette vérification est n'est pas vérifier et les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV 3 Vérification de déplacements

Niveau m	Δ inter -etage X(cm)	Δ nter - etage Y(cm)	Δ ADM (cm)	Vérification
19.44	3.80	3.02	3.24	C N V
16.2	2.1	3.20	3.24	C V
12.96	2.55	3.60	3.24	C N V
9.72	1.02	2.15	3.24	C V
6.48	0.88	1.60	3.24	C V
3.24	1.25	1.19	3.24	C V

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

Augmenter les dimensions des poteaux et des voiles .
Ajouter les voiles dans la structure.

Remarque :

En remarque qu'il faut changer la disposition des voiles pour avoir une autre disposition des adéquat avec prise en compte la condition (**RPA -article 3.4.A.4 (a-b) ou article 3.2).**

Les Vérification de **RPA99 version2003** qui doit Vérifier :
La Stabilité de la structure.
La Résistance des éléments de la structure.

Troisième disposition Des Voiles adoptée est indiquée à la figure suivante **:**

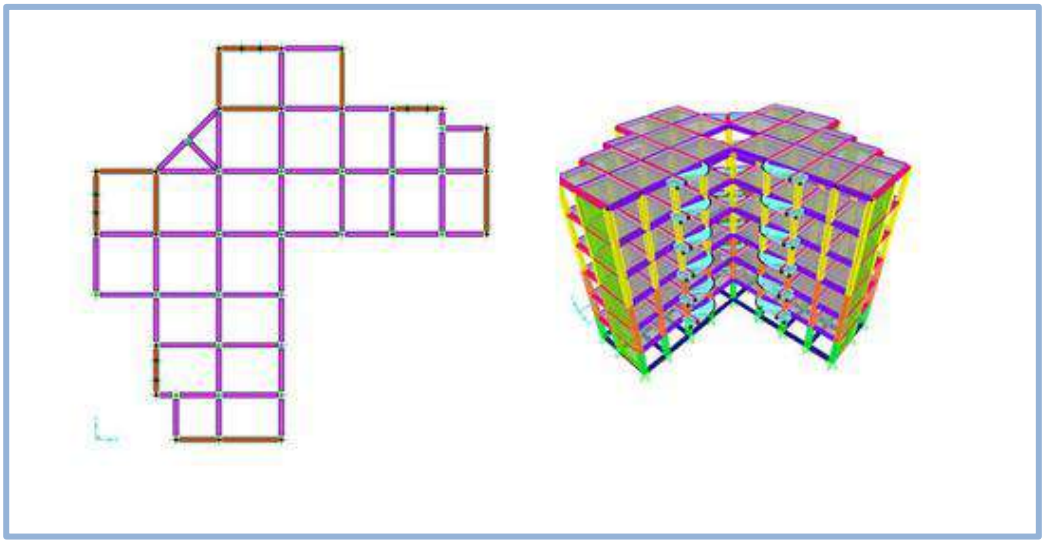


Figure .IV 6 variante existante 03

Tableau IV 4 Période et facture de participation Massique du modèle 03

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.45	68.06%	0.65%	0.11%	68.06%	0.65%	0.11%
Mode 2	0.391	0.68%	67.23%	0.45%	68.74%	67.88%	0.66%
Mode 3	0.203	0.06%	0.44%	67.02%	68.80%	68.32%	68.55%
Mode 4	0.095	0.11%	0.11%	0.01%	68.91%	68.43%	68.56%
Mode 5	0.090	0.16%	0.08%	0.02%	69.07%	68.51%	68.58%
Mode 6	0.088	0.00%	0.00%	0.00%	69.07%	68.51%	68.58%
Mode 7	0.087	0.01%	0.00%	0.00%	69.08%	68.52%	68.58%

Constatation :

* Ce modèle présente une période fondamentale T = 0.45s.
* Le premier mode translation suivant X et rotation suivant Y avec 0.65% .
* Le Deuxième mode translation suivant Y et rotation suivant X avec 0.65%.
*le troisième mode rotation suivant Z
* Dans ce cas le comportement R est : **R =3.5**(les voiles reprennent >20% des sollicitations dues aux charges verticales)**.**

Interprétation :

Les Vérification principal de **RPA99 version2003** sont Vérifiées :

La Stabilité de la structure.

1-Vérification du comportement modale de la structure.

Le comportement R est : R =3.5(les voiles reprennent >20% des sollicitations dues aux charges verticales).

Tableau IV 5 Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation pure autour de z

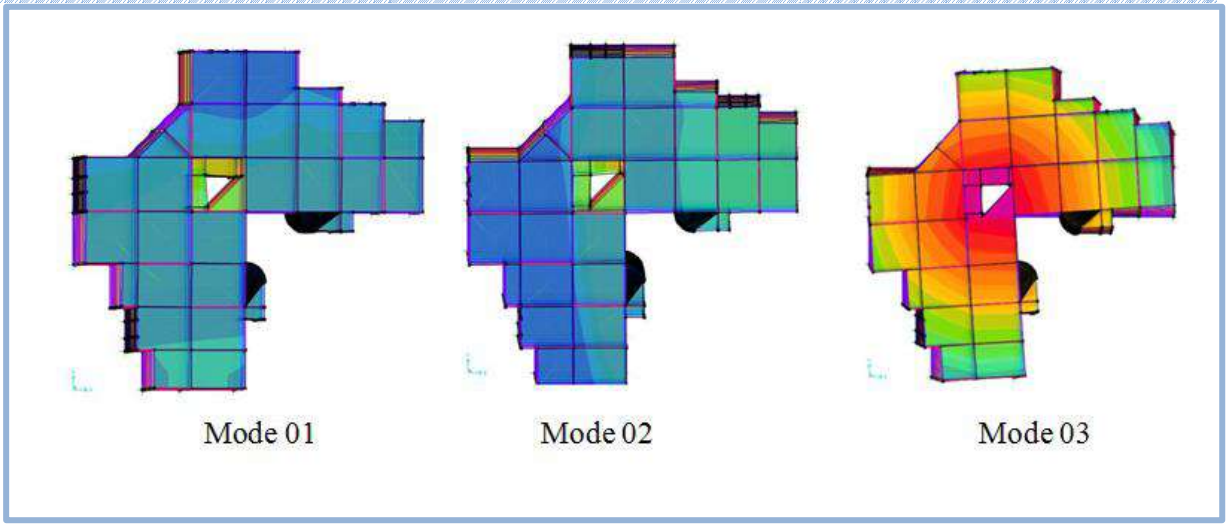


Figure .IV 7 Comportement des trois premiers modes

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

Tableau IV 6 vérification de participation massique

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.301	68.06%	0.65%	0.11%	68.06%	0.65%	0.00%
Mode 2	0.291	0.68%	67.23%	0.45%	68.74%	67.88%	0.01%
Mode 3	0.203	0.06%	0.44%	67.02%	68.80%	68.32%	0.01%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Mode 37	0.052	0.00%	0.00%	0.02%	90.62%	90.00%	36.49%
Somme P	**2.84**						

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 37ème mode alors :
Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :
K≥3 √N et TK ≤ 0.20 sec Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **TK** la période du mode K.
TK =0.052 s < 0.20 s…… C V.
K =37 > **3 √N = 7.34 ……..C V.**

3- Vérification de la force sismique V à la base.

Tableau IV 7 Vérification de la résultante des forces sismiques de

	Charge statique (KN) Vx	Charge dynamique(KN) E dx	Edx/Vx	Vérification
sens x	4722.21	4027.54	0.85	C V
sens y	4722.21	3900.23	0.82	C V

4. Vérification de la stabilité au renversement.

Donc il faut vérifier que : $\frac{M(Stabélité)_t}{M(renvercement)_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV 8 Vérification de stabilisation

M_{0x} (kN.m)	M_{0y} (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
55624.19	53867.12	296982.38	362558.61	5.34	6.73	C V

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

Tableau IV 9 Vérification l'effet P-* sens X.Y

h_k (m)	θx	θy	θ≤ 0.10
19.44	0.001	0.001	C V
16.2	0.001	0.001	C V
12.96	0.001	0.001	C V
9.72	0.001	0.001	C V
6.48	0.001	0.001	C V
3.24	0.001	0.001	C V

La Résistance des éléments de la structure.

6. Vérifications des déplacements inter-étage.

Tableau IV 10 Vérification de déplacements

Niveau m	Δ inter -etage X(cm)	Δ nter - etage Y(cm)	Δ ADM (cm)	Vérification
19.44	0.45	0.46	3.24	C V
16.2	0.49	0.45	3.24	C V
12.96	0.46	0.46	3.24	C V
9.72	0.42	0.38	3.24	C V
6.48	0.31	0.32	3.24	C V
3.24	0.18	0.14	3.24	C V

Remarque :

Dans ce cas nous avons augmentés les dimensions des poteaux et des voiles. Et Ajouter les voiles dans la structure. Mes dans le cas de l'économie nous avons trouvé une meilleure disposition des voiles et plus économie.

Disposition final Des Voiles :

Dessin de disposition des voiles ;

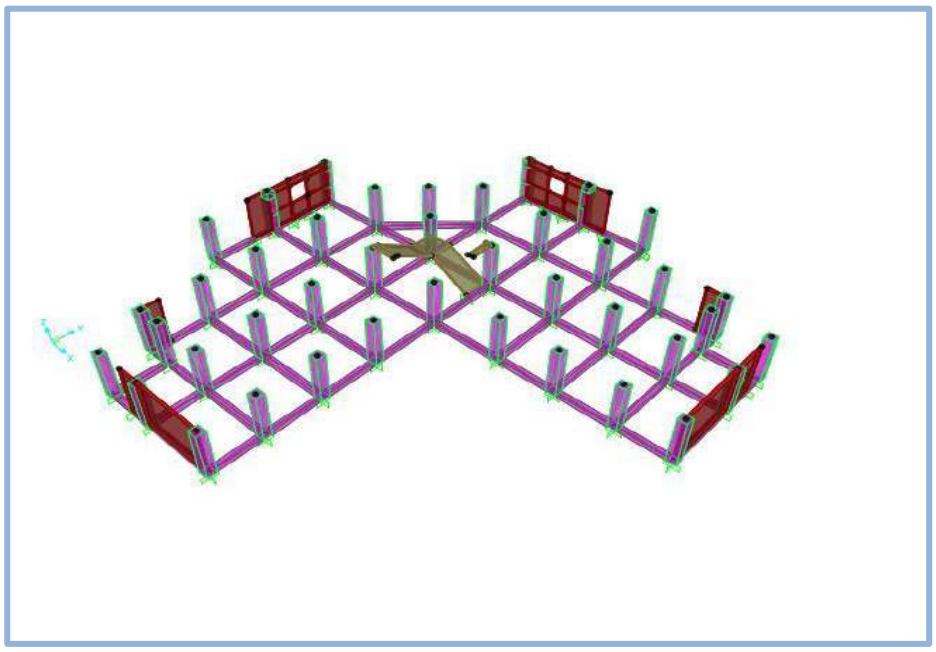


Figure .IV 8 Disposition Des Voiles

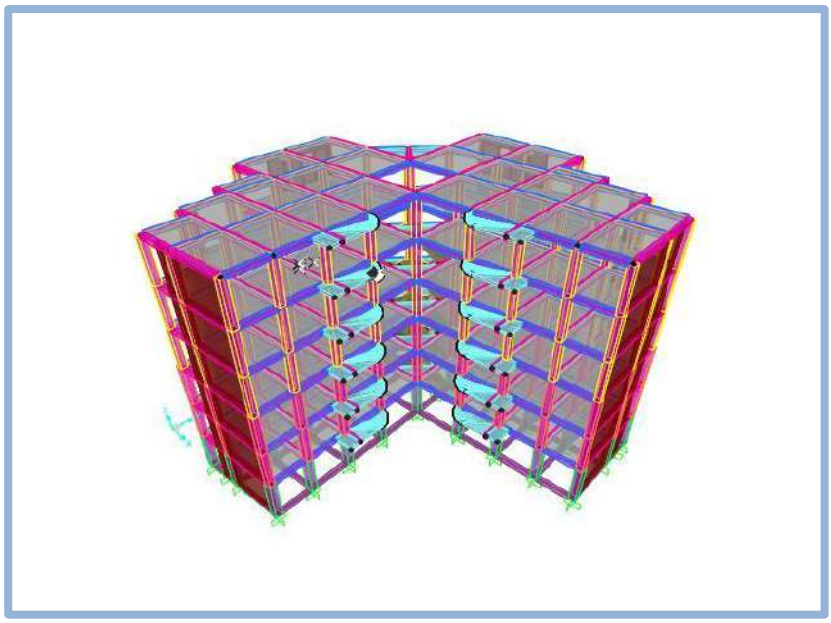


Figure .IV 9 Le plan En 3 D

IV .2.4 Détermination de centre de masse et de torsion Par Etage :

Tableau IV 11 Calcule de centre de masse et de torsion

Niveau	Inertie et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
Niveau	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XT	YT (m)	Masse.g	XG (m)	YG (m)
5	29630	92190	9.971	12.728	3638.276	11.823	14.137
4	64140	165300	10.159	12.264	3875.323	11.947	14.028
3	117100	283800	10.62	11.704	3890.863	11.95	14.039
2	209300	486200	10.953	11.314	3953.25	11.963	14.026
1	418100	922300	11.515	10.543	4017.628	11.972	14.015
RDC	1321000	2790000	11.037	10.367	4085.566	11.988	14.009

IV.2.5 Excentricité :

IV.2.5.a. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

IV.2.5.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 ►► Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

IV.2. 5.C. Excentricité admissible selon RPA version 2003

RPA 99 version 2003 ►► **[Art 3.5.1-a]** ◄◄ **:**

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

Excentricité suivant x = 15 %.Lx = 3.92 m

Avec :L_x = Ly=25.90m

Excentricité suivant y = 15 %.Ly = 3.92 m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV 12 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

Etage N°	Lx Ly (m)	Excentricité théorique				Excentricité accidentelle		Excentricité admissible		Vérification
		Ex (m)	Ey (m)	Ex%	EY%	E (m)	E%	E (m)	E %	
5	25.9	1.852	1.409	7.2%	5.4%	1.29	5	3.92	15	C V
4	25.9	1.788	1.764	6.9%	6.8%	1.29	5	3.92	15	C V
3	25.9	1.330	2.335	5.1%	9.0%	1.29	5	3.92	15	C V
2	25.9	1.010	2.712	3.9%	10.5%	1.29	5	3.92	15	C V
1	25.9	0.457	3.472	1.8%	13.4%	1.29	5	3.92	15	C V
RDC	25.9	0.951	3.642	3.7%	14.1%	1.29	5	3.92	15	C V

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Notre structure, n'est pas régulière en plan, (La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction). Cette condition n'est pas vérifier

Donc selon le **RPA Art 4.1.2 b** , la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**SAP 2000**.

IV. 3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV. 3.2.a. Principe :

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

IV. 3.2.b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le **SAP 2000** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV. 3.2.c. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

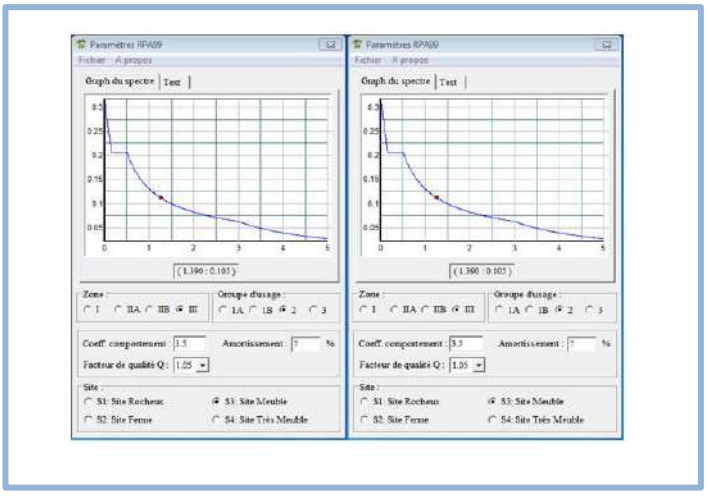


Figure .IV 10 spectre de réponse

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0.25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % **[RPA : Tab.4.2].**
Avec remplissage dense → η = 0,882

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV 13 détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.05 = 1.05$$
$$Q_Y = 1 + 0.05 = 1.05$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site } S_3.(\textit{site meuble})$$

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément **à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003**, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

*Des voiles reprennent < 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33

m au maximum **Donc R = 4.**

IV. 3.2.d. Justification du coefficient de comportement R

RPA 99version2003►►[Art 3.5]◄◄:

Suivant X :

Tableau IV 14 Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges Verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
5	3912.832	3592.216	320.616	1014.298	253.575	760.724
4	7948.483	7257.768	690.715	1479.183	369.796	1109.387
3	11913.034	11012.078	900.956	1810.289	452.572	1357.717
2	16210.146	15074.101	1136.045	2194.787	548.258	1646.529
1	20449.183	19018.074	1431.109	2549.442	609.317	1940.125
RDC	25008.693	23427.818	1580.875	2784.712	690.609	2094.103

Valeur en pourcentage :

Tableau IV 15 Valeur en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
5	100 %	91.806 %	8.194 %	100 %	25.00%	75.00%
4	100 %	91.310 %	8.690 %	100 %	25.00%	75.00%
3	100 %	92.437 %	7.563 %	100 %	25.00%	75.00%
2	100 %	92.992 %	7.008 %	100 %	24.98%	75.02%
1	100 %	93.002 %	6.998 %	100 %	23.90%	76.10%
RDC	100 %	93.679 %	6.321 %	100 %	24.80%	75.20%

Suivant Y :

Tableau IV 16 Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx kN	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
5	3920.577	3592.216	328.361	989.213	247.40	741.81
4	7980.559	7257.768	722.791	1411.624	352.93	1058.69
3	12114.227	11012.078	1102.149	1871.664	468.10	1403.56
2	16463.334	15074.101	1389.233	2305.143	576.40	1728.74
1	20760.782	19018.074	1742.708	2707.325	454.236	2253.089
RDC	25352.030	23427.818	1924.212	3086.157	641.397	2444.760

Valeur en pourcentage :

Tableau IV 17 Valeur en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
5	100 %	91.625 %	8.375 %	100 %	25.01 %	74.99%
4	100 %	90.943 %	9.057 %	100 %	25.002 %	75.00%
3	100 %	90.902 %	9.098 %	100 %	25.01 %	74.99%
2	100 %	91.562 %	8.438 %	100 %	25.005 %	75.00%
1	100 %	91.606 %	8.394 %	100 %	16.778 %	83.222 %
RDC	100 %	92.410 %	7.590 %	100 %	20.783 %	79.217 %

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications des déplacements inter-étage.
7. Vérification du cisaillement des éléments.
8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV 18 Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant X	translation pure suivant Y	rotation pure autour de z

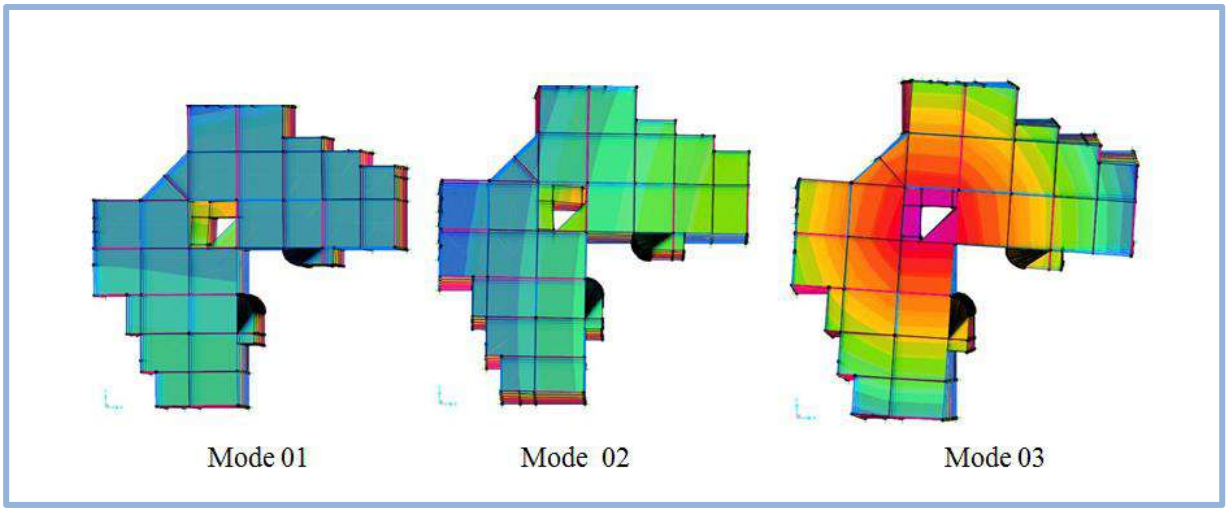


Figure .IV 11 Comportement des trois premiers modes

IV.4.2.vérification de participation massique : **Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4.a*]* ◄◄**

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 : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV 19 vérification de participation massique

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.41	68.42%	1.65%	0.32%	68.42%	1.65%	0.32%
Mode 2	0.38	1.37%	67.44%	1.96%	69.79%	69.09%	2.25%
Mode 3	0.23	0.57%	1.62%	66.50%	70.36%	70.71%	68.82%
Mode 4	0.11	19.56%	0.06%	0.22%	89.92%	70.77%	69.03%
Mode 5	0.10	0.10%	19.26%	0.41%	89.94%	88.55%	69.44%
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Mode 14	0.06	0.00%	0.00%	0.08%	90.05%	89.99%	45.58%
Mode 15	0.06	0.00%	0.00%	0.01%	90.05%	89.99%	45.81%
Mode 16	0.06	0.11%	0.53%	19.56%	90.16%	90.51%	45.81%
Somme P	**1.92**						

L'énergie est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 24 ème mode alors :
Selon **RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄**le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :
K≥3 √N et TK ≤ 0.20 sec Où :
N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **TK** la période du mode K.
Donc TK = 0.06 s < 0.20 s ……..C V
K= 16> **3 √N = 7.34** …….. C V

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

RPA99 version 2003 ►► Art 4.3.6 ◄◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4.3.6]**

Donc il faut vérifier que $\frac{Ed}{V} > 0,8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003►► Art 4.2.3◄◄] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

Tel que :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

A : coefficient d'accélération de zone
A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)
η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
ξ = 7 % **tableau 4.2** (avec remplissage dense) → η = 0.88
T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$ T= 0.36S **[RPA99 version 2003 ►► Art 4.2.4◄◄]**
Dx= $2,5\eta$ = 2.20
Dy= $2,5\eta$ =2.20

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4

Q : facteur de qualité

$Q_x=Q_y=1.05$

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.20$ **tableau 4.5**

W=25653.446 KN

Tableau IV 20 Vérification de la résultante des forces sismiques de

	Charge dynamique(KN) EDX	Charge statique(KN) Vx	Edx/Vx	Vérification
sens x	2937.549	3591.48	0.81	C V
sens y	2906.343	3591.48	0.809	C V

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

[RPA99 version 2003 Art 4.4.1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $Mty = Y_G.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

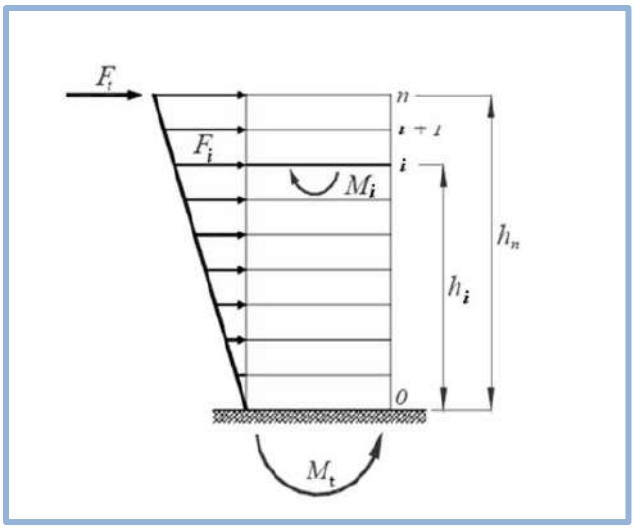


Figure .IV 12 Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[RPA Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a:

- Tx=0.306 s → Ft = 0
- Ty=0.308 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

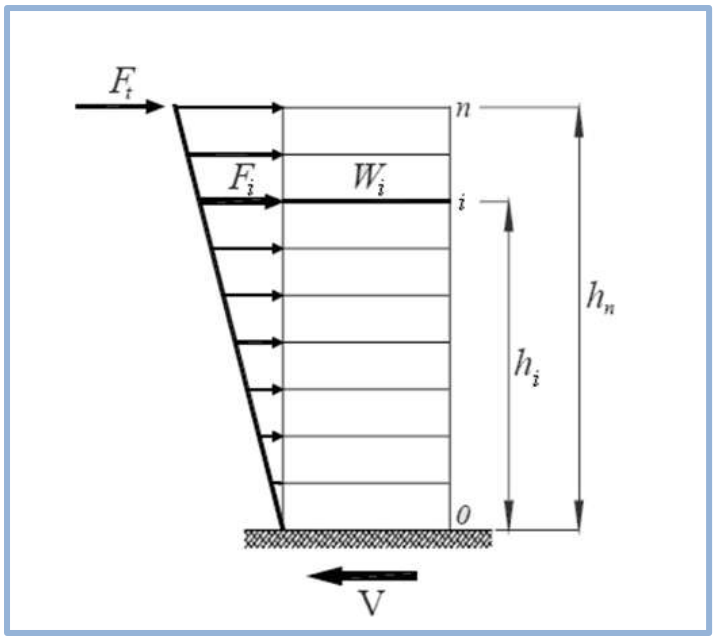


Figure .IV 13 Distribution des forces

Tableau IV 21 Forces sismiques selon la hauteur suivant X,Y

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
5	3577.01	69537.07	808.65	802.35
4	3797.13	61513.51	715.34	709.77
3	3812.67	49412.20	574.62	570.14
2	3875.05	37665.49	438.01	434.60
1	3939.43	25527.51	296.86	294.55
RDC	4007.37	12983.88	150.99	149.81

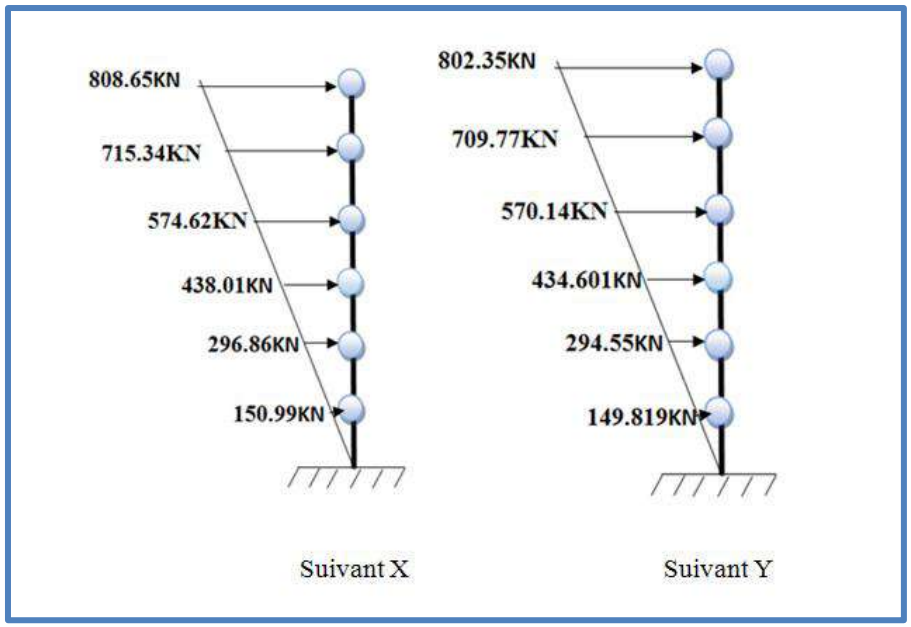


Figure .IV 14 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X,Y

IV.4.4.2. Moment de renversement :

Tableau IV 22 calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
5	808.65	802.35	15720.16	15597.71
4	715.34	709.77	11588.57	11498.30
3	574.62	570.14	7447.04	7389.03
2	438.01	434.60	4257.50	4224.33
1	296.86	294.55	1923.66	1908.67
RDC	150.99	149.81	489.21	485.40
		∑Mo	41426.14	41103.44

IV.4.4.3. Moment stabilisant :

Tableau IV 23 calcul du moment stabilisant

Niveau	$W_{ix,y}$ (KN)	XG	YG	Mtx =X_G.Wi	Mty =Y_G.Wi
5	3577.01	11.823	14.137	42290.99	50568.19
4	3797.13	11.947	14.028	45364.31	53266.14
3	3812.67	11.95	14.039	45561.41	53526.07
2	3875.05	11.963	14.026	46357.22	54351.45
1	3939.43	11.972	14.015	47162.86	55211.11
RDC	4007.37	11.988	14.009	48040.35	56139.25
			∑Mt	274777.14	323062.21

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV 24 Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
274777.14	323062.21	41426.14	41103.44	6.63	7.86	C V

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements : [RPA: Art 4.4.3]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- 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 [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Suivant X

Tableau IV 25 Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau m	Δ théorique (cm)	R	Δ réel (cm)	Δ inter - etage (cm)	Δ adm (cm)	Vérification
19.44	1.05	4	4.20	0.84	3.24	C V
16.2	0.84	4	3.36	0.84	3.24	C V
12.96	0.63	4	2.52	0.84	3.24	C V
9.72	0.42	4	1.68	0.76	3.24	C V
6.48	0.23	4	0.92	0.60	3.24	C V
3.24	0.08	4	0.32	0.32	3.24	C V

Suivant Y

Tableau IV 26 Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	Δ théorique (cm)	R	Δ réel (cm)	Δ inter-etage (cm)	Δ adm (cm)	Vérification
19.44	0.99	4	3.96	0.76	3.24	C V
16.2	0.80	4	3.20	0.80	3.24	C V
12.96	0.60	4	2.40	0.80	3.24	C V
9.72	0.40	4	1.60	0.72	3.24	C V
6.48	0.22	4	0.88	0.56	3.24	C V
3.24	0.08	4	0.32	0.32	3.24	C V

IV.4.6.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la Structure sous plusieurs combinaisons.

a- les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄

Tableau IV 27 Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
poutre p 30*40	0.3	0.4	113.03	ELU	1.005	3.33
poutre s 30*35	0.3	0.35	165.40	ELU	1.696	3.33
poutre paliare 30*30	0.3	0.3	15.625	ELU	0.189	3.33

b- Les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV 28 Vérification de cisaillement des Potaux

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
40*40	40	40	60.783	1.35G+1.5Q	0.25	3.33
45*45	45	45	41.297	1.35G+1.5Q	0.21	3.33
50*50	50	50	30.619	1.35G+1.5Q	0.19	3.33

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA: ►► Art 5.9◄◄]

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 :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$$

- 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".
- 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.

Tableau IV 29 Vérification l'effet P-* sens X

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
19.44	3577.01	1014.298	0.76	0.001	C V
16.2	3797.13	1479.183	0.8	0.001	C V
12.96	3812.67	1810.289	0.8	0.001	C V
9.72	3875.05	2194.787	0.72	0.001	C V
6.48	3939.43	2549.442	0.56	0.001	C V
3.24	4007.37	2784.712	0.32	0.001	C V

Tableau IV 30 Vérification l'effet P-* sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
19.44	3577.01	989.213	0.84	0.002	C V
16.2	3797.13	1411.624	0.84	0.001	C V
12.96	3812.67	1871.664	0.84	0.001	C V
9.72	3875.05	2305.143	0.76	0.001	C V
6.48	3939.43	2707.325	0.6	0.001	C V
3.24	4007.37	3086.157	0.32	0.001	C V

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV 31 Vérification de l'effort normal

B_r (cm)		N_d (KN)	μ	combinaison	Vérification
Suivant X	50*50	1335.73	0.232	ELU	C V
Suivant Y	50*50	1391.58	0.242	ELU	C V

IV.5. Conclusion :

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

Pour les poutres :

Tableau IV 32 dimensions finales des poutres

Elément	Section (cm)
Poutre principale	30*40
Poutre Secondaire	30*35
Poutre palière	30*30

Pour les poteaux :

Tableau IV 33 dimensions finales des poteaux

Etage	Section (cm)
5^{eme}-4^{eme}-3^{eme}	40*40
2^{eme}-1^{ier}	45*45
RDC	50*50

Pour les voiles :

Tableau IV 34 dimensions finales des voiles

Elément	Section (cm)
Voile	17



Ferraillage des éléments Structuraux

V .Ferraillage des éléments structuraux :

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :

- E.L.U :1,35G +1,5Q
- E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles *RPA99 version 2003(Art 5.2)*

- 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.

❖ **Les sections:**

- Poutres principales : **(bxh)** = (30x40) cm^2
- Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x35) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau.V 1 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	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. 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 :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 III.

❖ A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et A_{min} RPA

❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **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 :

$S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V 2 Section des armatures longitudinales des poutres principales

planchers		Position	M^{max} (kNm)	Combinaison	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	rive	Travée	16.45	1.35G+1.5Q	1.27	0	3HA14+2HA12
		Appui	73.17	G+Q+E	5.13	0	3HA14+2HA12
	Inter	Travée	36.81	1.35G+1.5Q	2.91	0	3HA14+2HA12
		Appui	56.65	G+Q+E	3.83	0	3HA14+2HA12
Etage courant	rive	Travée	14.24	1.35G+1.5Q	1.24	0	3HA14+2HA12
		Appui	74.01	G+Q+E	5.20	0	3HA14+2HA12
	Inter	Travée	35.44	1.35G+1.5Q	2.80	0	3HA14+2HA12
		Appui	60.45	G+Q+E	4.89	0	3HA14+2HA12

Tableau.V 3 Section des armatures longitudinales des poutres secondaires

planchers		Position	M^{max} (kNm)	Combinaison	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
Terrasse	Rive	Appui	66.81	G+Q+E	5.47	0	5HA12
	Inter	Appui	57.01	G+Q+E	4.62	0	5HA12
Etage courant	Rive	Appui	77.55	G+Q+E	6.42	0	5HA12
	Inter	Appui	71.61	G+Q+E	5.89	0	5HA12

V.2.4.Vérification :

Vérification des contraintes à l'E.L.S:

*Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement

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

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f$_{c28}$ =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

by^2/ 2+15A'$_s$ (y-c') -15 A$_s$ (d-y) =0.

I=b.y^3/3+15A'$_s$ (y-c')^2+15 A$_s$ (d-y)^2.

*Si la fissuration est préjudiciable**,** on doit vérifier

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.V 4 Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

planchers		*Position*	M_{ser} *(kNm)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérifié*
Terrasse	Rive	Travée	12.06	1.37	15	15.90	201.63	C V
		Appui	16.10	1.45		18.83		
	Inter	Travée	15.62	3.78	15	/	201.63	C V
		Appui	34.91	4.57		/		
Etage courant	Rive	Travée	10.57	1.46	15	12.36	201.63	C V
		Appui	14.97	1.35		17.51		
	Inter	Travée	25.75	3.37	15	/	201.63	C V
		Appui	43.95	5.75		/		

Tableau.V 5 Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

planchers		Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Terrasse	Rive	Appui	14.62	2.45	15	46.62	201.63	C V
	Inter	Appui	17.92	3.01	15	/	201.63	C V
Etage courant	Rive	Appui	10.83	1.14	15	14.43	201.63	C V
	Inter	Appui	21.20	3.55	15	/	201.63	C V

Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau.V 6 Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

planchers		Position	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}$ CBA =1.2cm^2	$A_{s\ min}$ RPA =6cm^2	$A_{T\ max}$ RPA =48cm^2	$A_{A\ max}$ RPA =72cm^2
Terrasse	Rive	Travée	11.5	C V	C V	C V	C V
		Appui	11.5	C V	C V	C V	C V
	Inter	Travée	11.5	C V	C V	C V	C V
		Appui	11.5	C V	C V	C V	C V
Etage courant	Rive	Travée	11.5	C V	C V	C V	C V
		Appui	11.5	C V	C V	C V	C V
	Inter	Travée	11.5	C V	C V	C V	C V
		Appui	11.5	C V	C V	C V	C V

Tableau.V 7 Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

planchers		Position	A_s (cm^2)	$A_{s\ min}$ CBA =1.05cm^2	$A_{s\ min}$ RPA =5.25cm^2	$A_{T\ max}$ RPA =42cm^2	$A_{A\ max}$RPA =63cm^2
Terrasse	Rive	Appui	11.31	C V	C V	C V	C V
	Inter	Appui	11.31	C V	C V	C V	C V
Etage courant	Rive	Appui	11.31	C V	C V	C V	C V
	Inter	Appui	11.31	C V	C V	C V	C V

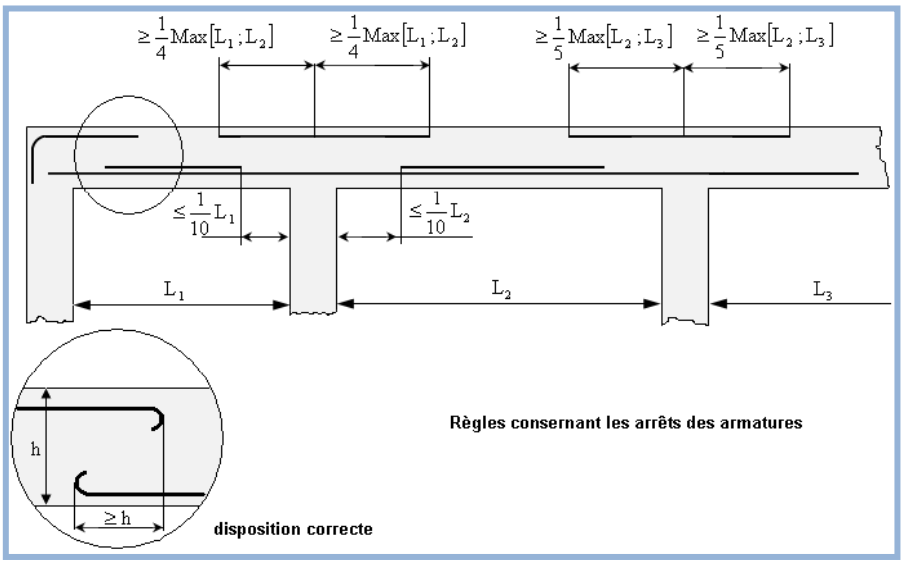


Figure.V 1 Disposition des armatures pour les poutres porteuse

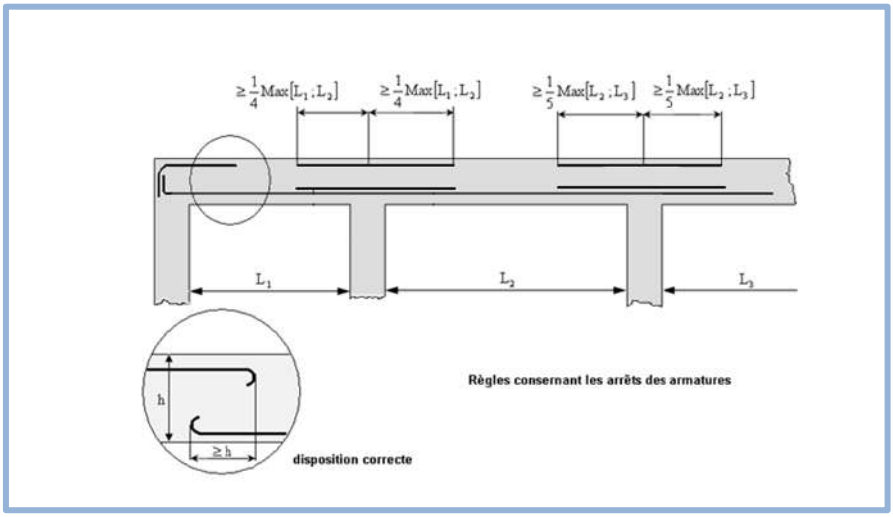


Figure.V 2 Disposition des armatures pour les poutres non porteuse

Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau.V 8 . Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0,15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0,2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

Tableau.V 9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

planchers		T_u^{max} (kN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Terrasse	Rive	40.74	0.35	2,5	C V
	Inter	87.81	0.76	3.33	C V
Etage courant	Rive	36.11	0.31	2,5	C V
	Inter	92.93	0.80	3.33	C V

Tableau.V 10 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

planchers	Section (cm^2)	T_u^{max} (kN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Terrasse	Rive	15.17	0.16	2,5	C V
	Inter	23.96	0.25	3.33	C V
Etage courant	Rive	17.56	0.18	2,5	C V
	Inter	73.60	0.75	3.33	C V

V.2.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

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 11 Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

Sens	T_u(kN)	τ_u(MPa)	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm^2)	Choix
			S_t(cm)ZN	S_t(cm)ZC	ZN	ZC		
P P	92.93	0.80	9.6	20	10	15	2.01	4T8
P S	73.60	0.75	8.75	17.5	10	15	2.01	4T8

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 :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq K \leq 0{,}85$), on prend K = 0,80

Tableau.V 12 Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,096	0,062	C.V	0,096	0,08	C.V	0,0099	0,0105	C.V
PS	0,10	0,062	C.V	010	0,08	C.V	0,0069	0,0105	C.V

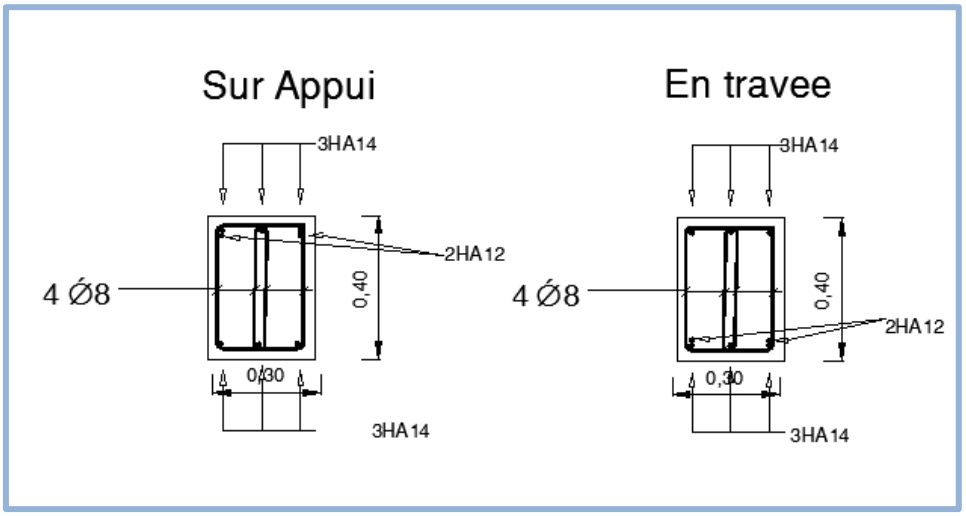


Figure.V 3 Disposition des armatures pour les poutres principales

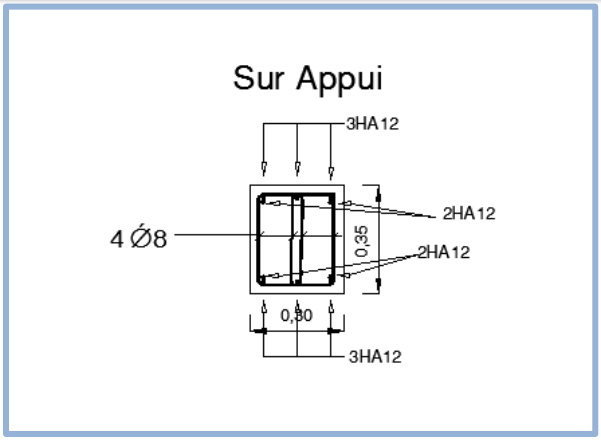


Figure.V 4 Disposition des armatures pour les poutres secondaires

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée *(M, N)* qui est due à l'excentricité de l'effort normal *"N"* par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant *"M"* dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).
Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

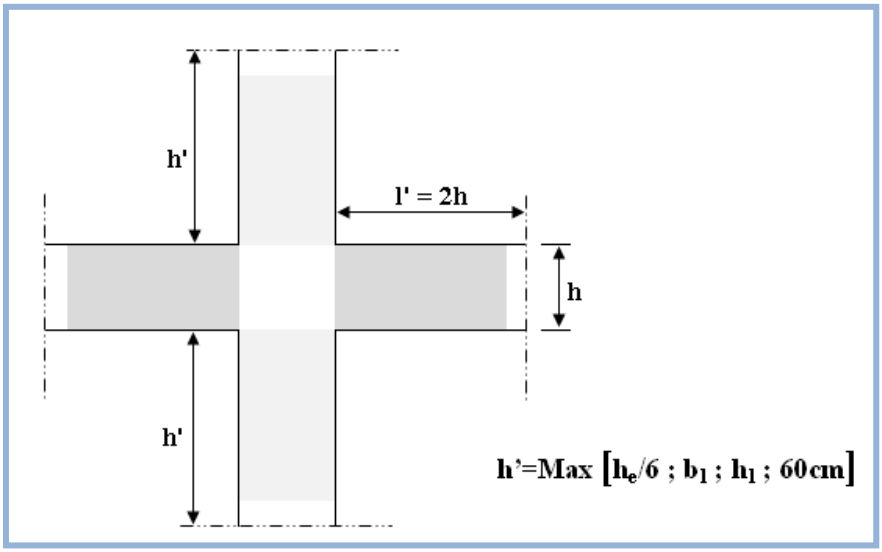


Figure.V 5 Définition de la zone nodale dans les poteaux

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III

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

pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.

- he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E

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

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

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 :

$M_G=N_u.(e_1+e_2+e_a)$

❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$

✓ MuG : 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.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

V.3.1.d Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau.V 13 détermination des armatures longitudinales des poteaux

	solli	valeur	Conb	Section	A_{cal} (cm²)	A_s^{min} (cm^2)	A_s^{max} (Z.C)(cm²)	A_s^{max} (Z.R) (cm²)	A_{chois} (cm²)	vérif
5ème étage 40*40	N_{max}(KN)	212.92	Dur	SEC	1.04	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	11.58								
	M_{max}(KN.m	44.48	ACC	SEC	3.05	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	N_{corr}(KN)	32.137								
	N_{min}(KN)	22.728	ACC	SEC	6.88	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	44.31								
4me étage 40*40	N_{max}(KN)	434.71	Dur	SEC	5.38	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	6.62								
	M_{max}(KN.m	48.27	ACC	SPC	-1.98	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	N_{corr}(KN)	434.71								
	N_{min}(KN)	130.26	ACC	SEC	6.53	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	3.38								
3ème étage 40*40	N_{max}(KN)	658.2	Dur	SEC	0.62	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	5.20								
	M_{max}(KN.m	42.20	ACC	SPC	-1.20	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	N_{corr}(KN)	404.49								
	N_{min}(KN)	314.9	ACC	SEC	4.35	14.40	48	96	8HA12+ 4HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	0.12								
2ème étage 45*45	N_{max}(KN)	902.19	Dur	SPC	-1.06	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	11.69								
	M_{max}(KN.m	60.83	ACC	SEC	3.22	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	N_{corr}(KN)	617.3								
	N_{min}(KN)	537.23	ACC	SEC	1.22	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	1.55								

1ER étage 45*45	N_{max}(KN)	1180.79	Dur	SPC	1.55	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	13.87								
	M_{max}(KN.m	69.62	ACC	SEC	2.06	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	N_{corr}(KN)	984.42								
	N_{min}(KN)	750.67	ACC	SEC	5.27	18.23	60.75	121.5	12HA14	C.V
	M_{corr}(KN.m	1.62								
RDC 50*50	N_{max}(KN)	1489.8	Dur	SPC	5.95	22.50	75	150	12HA16	C.V
	M_{corr}(KN.m	5.55								
	M_{max}(KN.m	83.24	ACC	SEC	11.20	22.50	75	150	12HA16	C.V
	N_{corr}(KN)	1471.1								
	N_{min}(KN)	1099.2	ACC	SEC	4.88	22.50	75	150	12HA16	C.V
	M_{corr}(KN.m	2.33								

V.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau.V 14 Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	*Sections (cm^2)*	N^{max}_{ser} *(kNm)*	M^{cor}_{ser} *(kN)*	*Sollicitation*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	*Vérification*
5	40*40	155.99	8.43	SPC	22.71	240	1.62	15	C V
4	40*40	317.59	4.80	SEC	35.88	240	2.5	15	C V
3	40*40	480.17	3.77	SEC	51.33	240	3.55	15	C V
2	45*45	658.03	8.49	SEC	57.49	240	3.97	15	C V
1	45*45	860.77	10.08	SEC	74.59	240	5.15	15	C V
RDC	50*50	1085.69	4.03	SEC	72.02	240	4.93	15	C V

V.3.3. Vérification des contraintes tangentielles :

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

V.3.3.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.3.c. Vérification des contraintes tangentielles :

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

Niveau x	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	Combinaison	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}^{CBA}$ (MPa)	Vérification
5	40*40	21.64	0.14	E L U	1,875	2.5	C V
4	40*40	27.14	0.18	E L U	1,875	2.5	C V
3	40*40	30.61	0.20	E L U	1,875	2.5	C V
2	45*45	33.45	0.17	E L U	1,875	2.5	C V
1	45*45	41.29	0.22	E L U	1,875	2.5	C V
RDC	50*50	60.78	0.32	E L U	1,875	2.5	C V

V.3.4. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \dfrac{0{,}9\times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3\times f_{t28}\times K)}$ Dans le cas de la flexion composée
- $\mathrm{K} = 1 + 3.\dfrac{N_u}{\mathrm{B}.f_{c28}}$
- $S_t \leq \mathrm{Min}\,[0{,}9d, 40\mathrm{cm}]$
- $\dfrac{A_t\times f_{et}}{b_0\times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$S_t = \frac{h\,.fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho=2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho=3,75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

✓ Dans la zone nodale: $S_t \leq$ 10 cm en zone III

✓ Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min ($b_1/2$, $h_1/2$, $10\phi_l$) en zone III

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V 16 Les armatures transversales et leurs Espacements

	Section	V_u (KN)	λ_g	P	Zone	S_t RPA	A_t (mm²)	Choix
5	40*40	21.64	19.6	2.5	Z.C	15	0.03	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.04	4Ø8=2.01
4	40*40	27.14	19.6	2.5	Z.C	15	0.05	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.05	4Ø8=2.01
3	40*40	30.61	19.6	2.5	Z.C	15	0.06	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.08	4Ø8=2.01
2	45*45	33.45	17.5	2.5	Z.C	15	0.03	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.05	4Ø8=2.01
1	45*45	41.29	17.5	2.5	Z.C	15	0.06	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.07	4Ø8=2.01
RDC	50*50	60.78	15.7	2.5	Z.C	15	0.07	4Ø8=2.01
					Z.N	10	0.09	4Ø8=2.01

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau.V 17 Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0{,}3\%$
40*40	Z.C	0,38	C.V
	Z.N	0,57	C.V
45*45	Z.C	0,33	C.V
	Z.N	0,50	C.V
50*50	Z.C	0,38	C.V
	Z.N	0,57	C.V

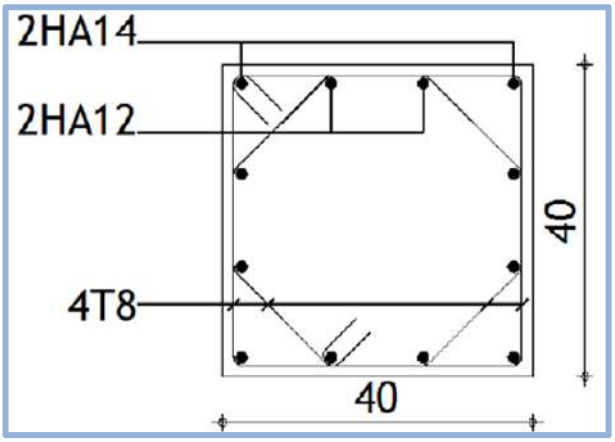


Figure.V 6 Ferraillage des poteaux carré (40×40)

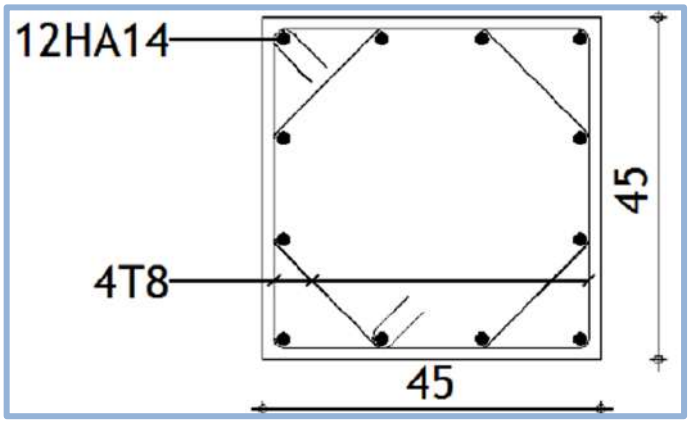


Figure.V 7 . Ferraillage des poteaux carré (45×45)

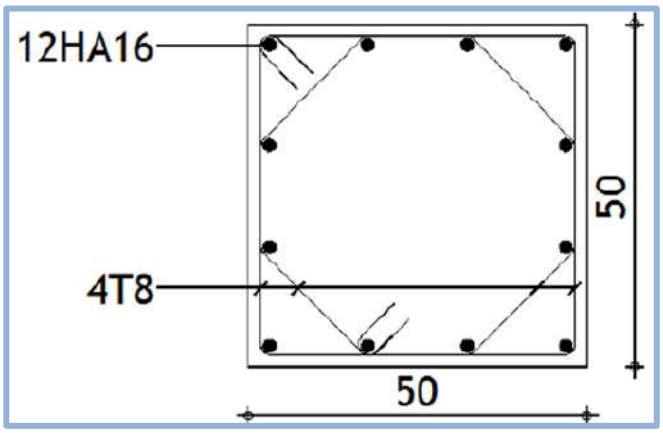


Figure.V 8 Ferraillage des poteaux carré (50×50)

V.4. Ferraillage des voiles:

V.4.1. Les voiles pleins:

Les voiles sont soumis à l'effet de leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties 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.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

Armatures verticales.

Armatures horizontales.

Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion " Al".

Des aciers transversaux " At".

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V4.3 Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4. Recommandations réglementaires:

❖ **Armatures verticales:**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE 400.

- **Condition de non fragilité**

✓ **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec:

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0{,}2\%B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **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:

$S_h \leq \min[0,9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h . f_{eh}}{0,4.a}$

$S_t \leq \frac{A_h . 0,9 . f_{eh}}{\gamma_s . a . \tau_b}$

$\bar{\tau}_b = \min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_b = \min\left[0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

- 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):**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1,5a; 30cm]$

❖ **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.

***Recommandations pour les voiles et les trumeaux:(RPA 99 et CBA 93)**

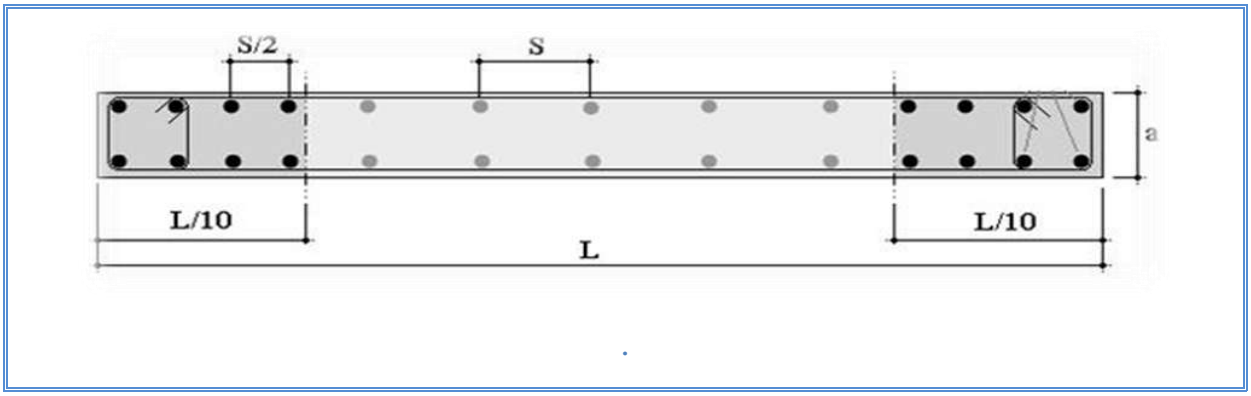
La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}[1{,}5.a\,;\,30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zonecourante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zoned'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



. Figure.V 9 . Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.5 voile plaine :

V.4.5.1. Armatures verticales :

V.4.5.1.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau.V 18 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	$\overline{\sigma_b}$ =18,50 MPa	σ $_s$=400 MPa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Tableau.V 19 Les voiles pleines

N.	S (cm^2)	N(KN)	M (KN.m)	COMB	A_{cal} (cm^2)	Choix Pour Le voile
RDC	17*365	1630.88	3612.13	ACC	24.4	**2×(22HA12)**
	17*125	1976.29	312.99	ACC	13.20	**2×(7HA12)**
	17*85	359.92	329.79	ACC	9.82	**2×(5HA12)**
1+2	17*370	1360.71	6031.63	ACC	26.34	**2×(22HA12)**
	17*127.5	1471.88	490.80	ACC	13.20	**2×(7HA12)**
	17*87.5	208.99	159.44	ACC	10.01	**2×(5HA12)**
3+4+5	17*375	729.38	6829.85	ACC	33.82	**2×(22HA12)**
	17*130	696.68	281.91	ACC	13.20	2×(7HA12)
	17*90	136.17	389.29	ACC	10.20	2×(5HA12)

V.4.5.1b. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 25{,}5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec:

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

Tableau.V 20 vérification de L'espacement

S	A_{min} (cm²)		s_v (cm)		A choisie	Vérification
	CBA= 0.1%	RPA= 0.15%	Z.C	Z.N		
17*365	6.21	9.31	20	10	45.24	C V
17*125	2.13	3.19	20	10	13.57	C V
17*85	1.45	2.17	20	10	11.31	C V
17*370	6.29	9.44	20	10	45.24	C V
17*127.5	2.17	3.25	20	10	13.57	C V
17*87.5	1.49	2.23	20	10	11.31	C V
17*375	6.38	9.56	20	10	45.24	C V
17*130	2.21	3.32	20	10	13.57	C V
17*90	1.53	2.30	20	10	11.31	C V

V4.5.1.c. Vérification des armatures à ELS :

Tableau.V 21 Vérification des armatures à ELS

	M SER	N SER	Beto	Acier	Vérification
17*365	77.03	639.54	1.20	10.5	C V
17*125	28.44	240.97	1.23	18.35	C V
17*85	1.17	182.20	0.86	14.76	C V
17*370	17.88	579.94	0.68	14.17	C V
17*127.5	14.13	231.05	1.01	15.09	C V
17*87.5	34.21	167.04	1.53	22.51	C V
17*375	69.04	375.89	80.54	8.22	C V
17*130	93.94	155.72	1.78	26.15	C V
17*90	116.41	115.61	3.52	50.52	C V

V.4.5.2 Les armatures horizontales :

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques.

Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99 ver2003,on adoptera les sections minimales de ce dernier.

✓ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1{,}4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9.h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : **[CBA : A.5.1.2.3]**

$$S_t \leq \frac{0{,}9.A_t.\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_o(\tau_u - 0{,}3.f_{t28}.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Compression) ; et $K=1-10.\frac{Nu}{B.f_{c28}}$ (Traction)

Et on doit vérifier que : $S_t \leq Min\{(0{,}9d;\ 40cm)$ **CBA93**

$S_t \leq \min(1{,}5a;\ 30cm)$ **RPA99ver2003 ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

V.4.5.2.a Calcul des armatures horizontales et les espacements dans les voiles pleines :

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.V 22 Calcul des armatures horizontales et leurs espacements dans les voiles pleines

N	L (m)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	A_h choisi (cm^2)
						RPA	CBA				
RDC	17*365	273.71	383.194	0.62	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*125	135.58	189.812	0.86	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*85	95.87	134.218	0.83	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
1-2	17*370	245.25	343.35	0.55	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*127.5	144.21	201.894	0.91	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*87.5	14.35	20.09	0.12	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
3+4+5	17*375	145.22	203.308	0.33	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*130	30	42	0.19	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
	17*90	31.05	43.47	0.27	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau.V 23 Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

N.	S (cm^2)	N(KN)	M (KN.m)	COMB	S	A_{cal} (cm^2)	Choix Pour Le voile
RDC	17*125	1976.29	312.99	ACC	SEC	13.20	**2×(7HA12)**
1+2	17*127.5	1471.88	490.80	ACC	SEC	13.20	**2×(7HA12)**
3+4+5	17*130	696.68	281.91	ACC	SEC	13.20	**2×(7HA12)**

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau.V 24 Vérification des armatures a ELS des trumeaux

N	S(cm^2)	M (KN.m)	N (KN)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	Vérification
RDC	17*125	28.44	240.97	1.23	18.35	C V
1+2	17*127.5	14.13	231.05	1.01	15.09	C V
3+4+5	17*130	93.94	155.72	1.78	26.15	C V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau.V 25 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

N	L (m)	V_u (KN)	$\overline{V_u}$ (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	S_h (cm)		S_h choisi (cm)	A_h (cm^2)	A_{min} RPA	$A_{h\ choisi}$ (cm^2)
						RPA	CBA				
RDC	17*125	135.58	189.812	0.86	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
1-2	17*127.5	144.21	201.894	0.91	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**
3+4+5	17*130	30	42	0.19	5,00	22.5	40	20	11	4.65	**14HA10**

V.4.6.2. Ferraillage des 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.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.6.3. Recommandation des règlements:

❖ **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 :**

✓ **Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28}$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{T}}{b_0.d}$ avec: $\bar{T} = 1{,}4.T_{calculée}$

- b_0: épaisseur du linteau.
- d: hauteur utile. d=0,9h.
- T_u: effort tranchant ultime.

❖ **Ferraillage des linteaux:**

✓ **Premier cas: $\tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28}$ RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄**

- **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{Avec } Z=h-2d'$$

- **M**: moment du à l'effort tranchant : ($\bar{T}$ =1,4T)
- **h**: hauteur totale du linteau.
- **d**: distance d'enrobage.

Aciers transversaux:

Premier sous cas: linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a $S_t \leq \dfrac{A_t . f_e . z}{\overline{T}}$

- S_t : Espacement entre les armatures transversales.
- $\mathbf{A_t}$: section d'armatures transversales.
- **L**: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

Deuxième sous cas: linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir:

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e . L}{T + A_t . f_e}$$

$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ; \; T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; T_2 = 2.T_u$$

Avec :

M_{ci} , M_{cj}: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", est calculés par:

$M_c = A_l . f_e . Z$ Avec: $Z = h - 2d'$

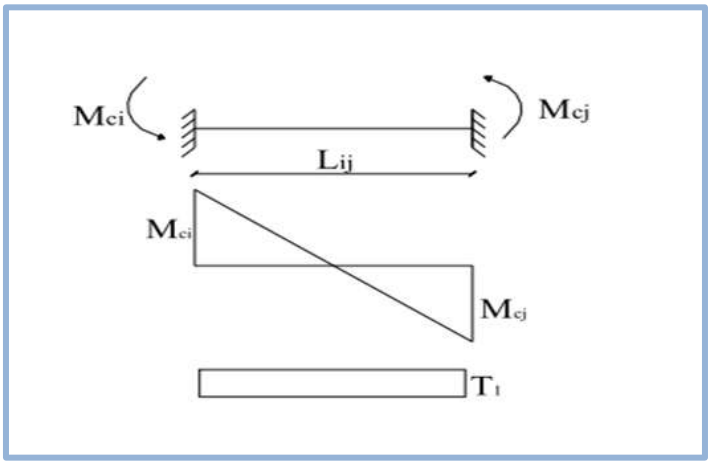


Figure.V 10 . Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

Deuxième cas: $\tau_b > 0,06\ f_{c28}$ RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

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

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et T=Tu calcul (sans majoration)

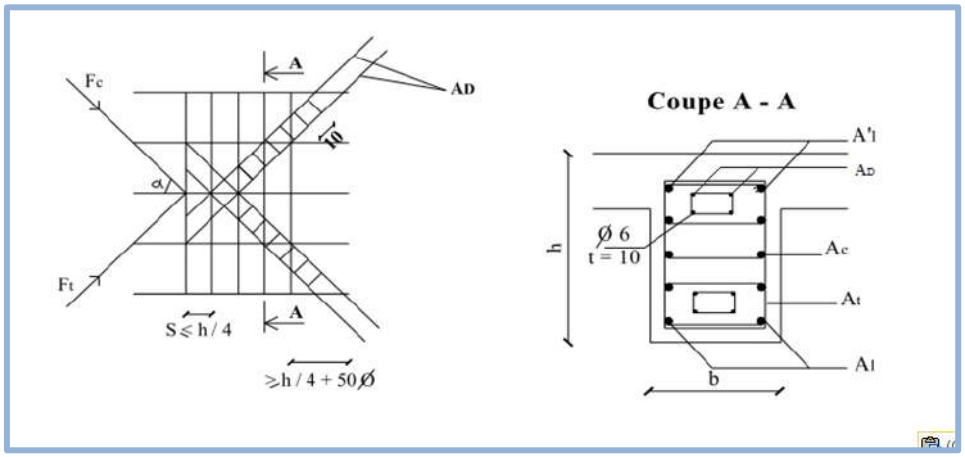


Figure.V 11 Armatures de linteaux

❖ **Ferraillage minimal:**

RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄

$A_l \geq 0,15\% b.h$

$A_c \geq 0,2\% b.h$

$A_D = 0$	Si	$\tau_b \leq 0,06\ f_{c28}$
$A_D = 0,15\% b.h$	Si	$\tau_b > 0,06\ f_{c28}$
$A_t \geq 0,15\% b.s$	Si	$\tau_b \leq 0,025\ f_{c28}$
$A_t \geq 0,25\% b.s$	Si	$\tau_b > 0,025\ f_{c28}$

V.4.6.4. Calcul du ferraillage longitudinal :

Caractéristiques du linteau: b = 0.17 m ; h = 1.84m ; L = 1.20 m.

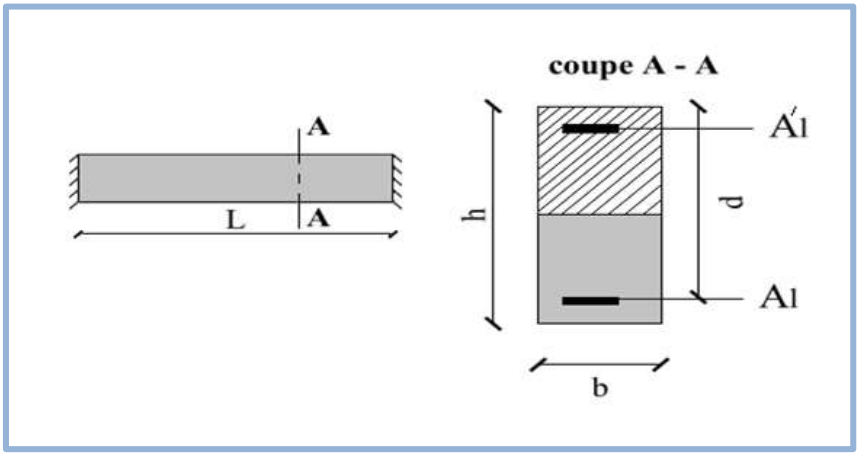


Figure.V 12 Section du linteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.V 26 Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

N	e (cm)	L (cm)	H (m)	$\bar{T}$ (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC +1	17	120	1.84	793.6	3.95	413.55	Traction/ compression
1+2	17	120	1.84	716.24	3.56	386.53	Traction/ compression
2+3	17	120	1.84	554.65	2.76	301.76	Traction/ compression
3+4	17	120	1.84	396.85	1.97	222.69	Traction/ compression
4+5	17	120	1.84	214.35	1.67	122.86	Traction/ compression
5	17	120	0.80	45.82	0.84	26.27	Flexion simple

❖ **Calcule le ferraillage :**

Tableau.V 27 Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux.

N	A caculer				ST	A choisi			
	Ad	Al	At	Ap		Ad	Al	At	Ap
RDC+1	11.84	4.69	0.64	6.26	20	2*4HA14	2*2HA14	2*6HA10	2*7HA10
1+2	10.69	4.69	0.64	6.26	20	2*4HA14	2*2HA14	2*6HA10	2*7HA10
2+3	8.28	4.69	0.64	6.26	20	2*4HA12	2*2HA14	2*6HA10	2*7HA10
3+4	5.92	4.69	0.64	6.26	20	2*4HA10	2*2HA14	2*6HA10	2*7HA10
4+5	3.20	4.69	0.64	6.26	20	2*4HA10	2*2HA14	2*6HA10	2*7HA10
5	/	0.01	1.58	/	20	/	2*2HA14	2*6HA10	/

V. 4. 6 5Vérification selon RPA99V2003 :

Tableau.V 28 Vérification selon RPA99V2003

N	Al	At	Ap	Vérification
RDC+1	3.06	7.82	6.26	C V
1+2	3.06	7.82	6.26	C V
2+3	3.06	7.82	6.26	C V
3+4	3.06	7.82	6.26	C V
4+5	3.06	7.82	6.26	C V
5	3.06	2.13	/	C V

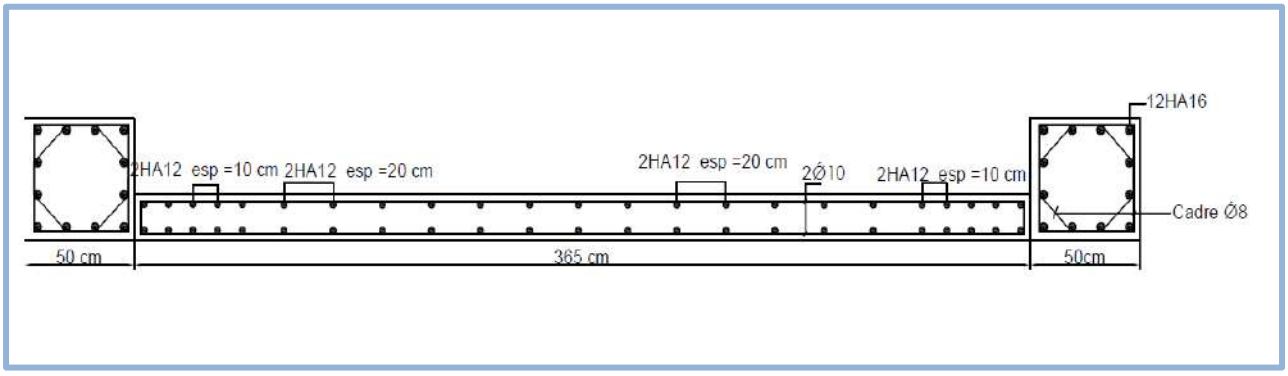


Figure.V 13 voile 01

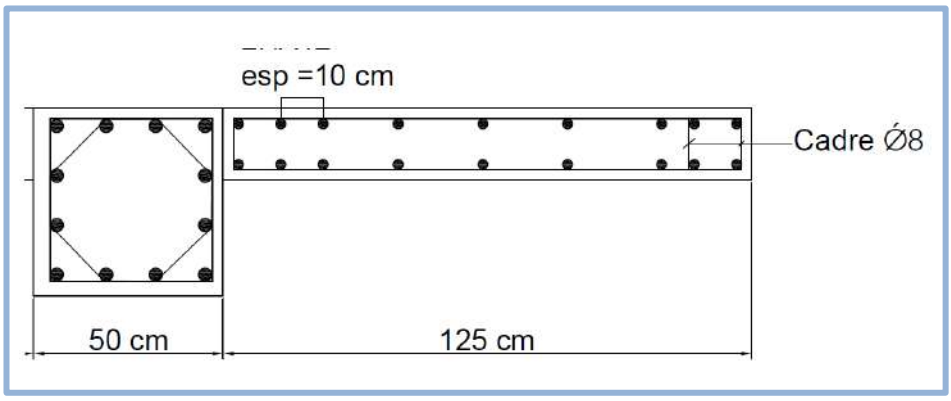


Figure.V 14 Voile 02

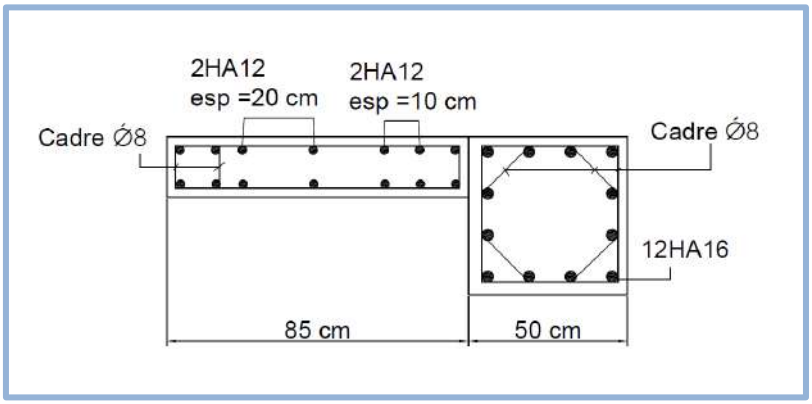


Figure.V 15 voile 03.

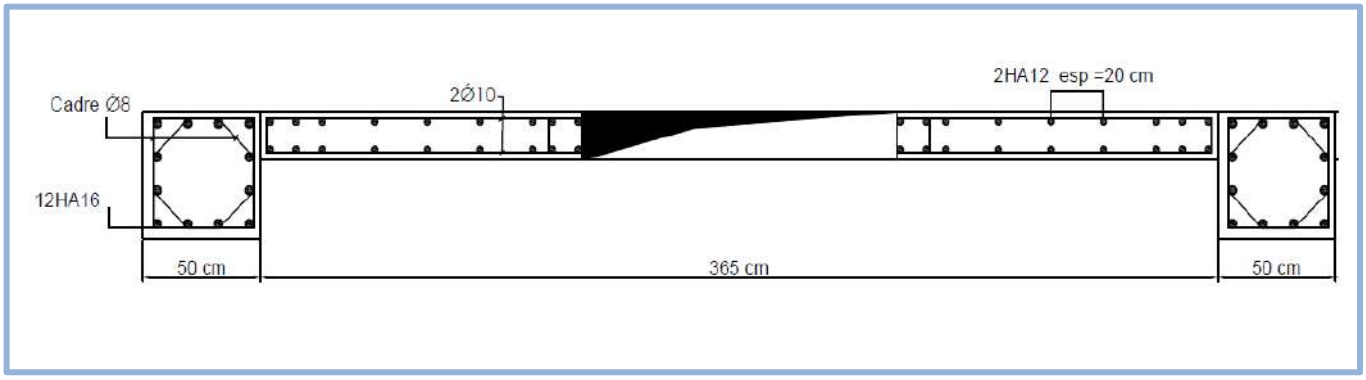


Figure.V 16 voile avec ouverture

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI Etude de L'infrastructure :

VI.1. Introduction :

Une fondation est l'organe intermédiaire entre la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Reconnaissance 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. Il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation.

VI.2.1. La profondeur d'ancrage:

La profondeur d'ancrage préconisée est de **2.00 m** Par rapport au terrain naturel.

VI.2.2. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´à la profondeur atteinte.

VI.2.3. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- ❖ La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- ❖ Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- ❖ Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- ❖ Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3. Efforts transmis par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- S : Surface de la fondation.
- N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1. Semelles isolées:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a /b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure.VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

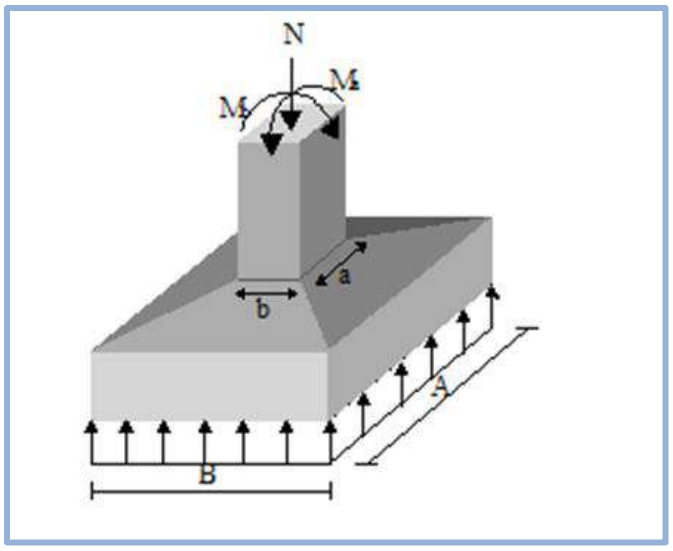


Figure.VI 1 Semelle isolée sous poteau

Disposition de semelle isolée

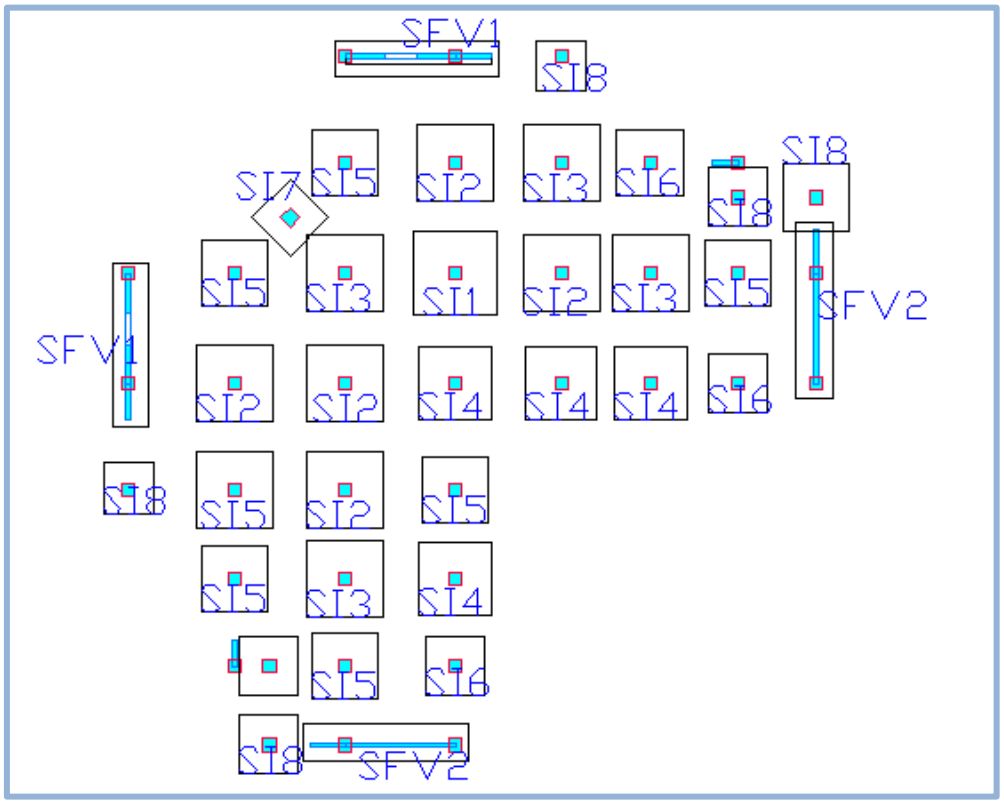


Figure.VI 2 Disposition de Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

. Tableau.VI. 1 .demenssion de Semelles isolés

N	Ni (KN)	P semelle (KN)	PA .Poteau (KN)	P remblai (KN)	A=B (m)	H (m)	σ (MPA)	Vérification
SI1	1085.7	192.00	5.94	184.12	3.2	0.75	0.143	CV
SI2	943.02	136.66	6.56	166.22	2.9	0.65	0.149	CV
SI3	895.89	136.66	6.56	166.22	2.9	0.65	0.147	CV
SI4	787.28	109.35	6.88	150.23	2.7	0.60	0.145	CV
SI 5	690.75	85.94	7.19	133.86	2.5	0.55	0.147	CV
SI 6	508.82	60.50	7.50	106.86	2.2	0.50	0.141	CV
SI 7	489.86	49.61	7.81	100.88	2.1	0.45	0.147	CV
SI 8	383.6	36.10	8.13	84.74	1.9	0.40	0.142	CV

La figure suivante représente la vérification de chevauchement par la méthode de bulles de pression

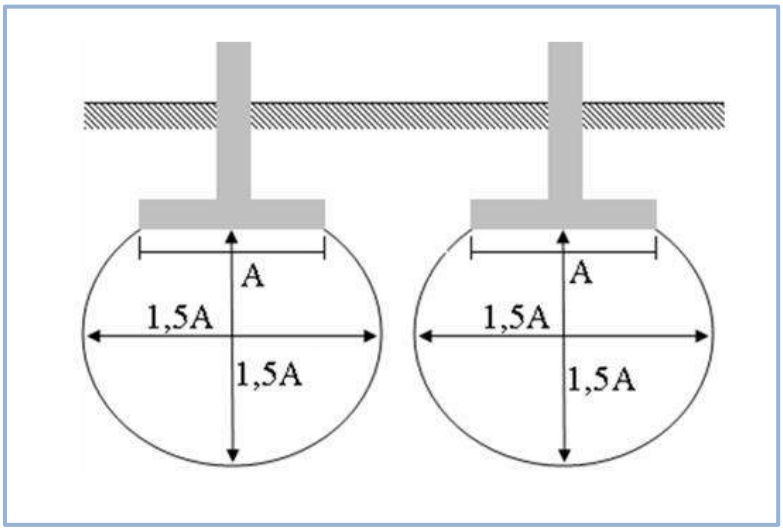


Figure.VI 3 . Les bulles de pression

Vérification de chevauchement :

. Tableau.VI. 2 vérification de chauvauchement

N	Li (m)	1,5Bi/2+1.5B_{i+1}/2 (m)	Vérification Li≥1,5B/2
SI 4-SI 4	4.00	4.05	C N V
SI 1-SI 2	4.00	4.57	C N V
SI 1-SI 3	4.15	4.47	C N V
SI 3-SI 5	3.30	4.05	C N V
SI 3-SI 6	3.35	3.82	C N V
SI 8-SI 8	2.85	2.95	C N V
SI 6-SI 3	3.35	3.82	C N V
SI5- SI 2	3.35	4.05	C N V
SI 4-SI 3	4.15	4.20	C N V
SI 7-SI 3	2.95	3.75	C N V

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes :

*La semelle filante sous voiles et poteaux

*La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : 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 trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.4.2.a. 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 :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B **.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

VI.4.2.b.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur 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 les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes

SI Ma≠0

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1+\frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}$$

Avec :

❖ n: étant le nombre de barres

❖ $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

❖ $[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS.

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4} \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

SI M=0

❖ **Armatures principales :**

$$A_b = \frac{N_i.(B-b)}{8.\sigma.d_b}$$

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).B}{4}$$

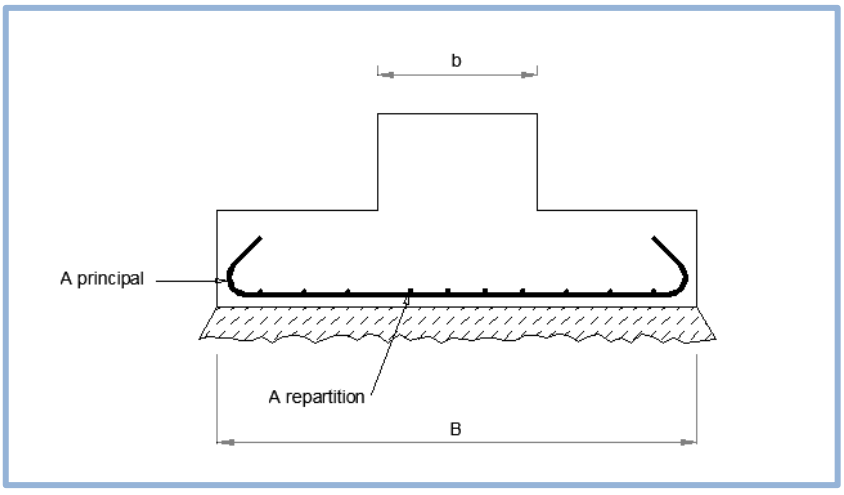


Figure.VI 4 Présentation de Armature de la semelle

VI.4.2.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa .

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0,71.B.

VI.4.2.d. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

*les dépositions de semelles filantes sous voiles et poteaux :

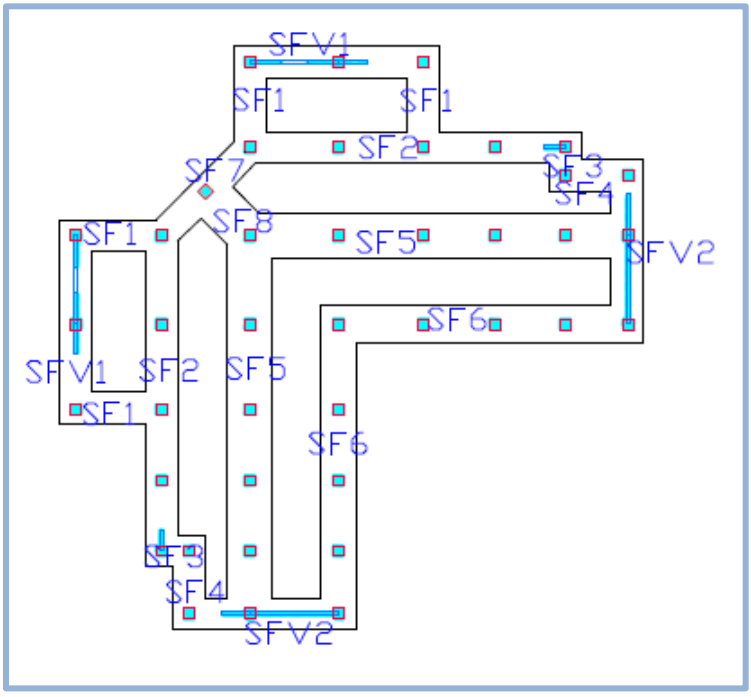


Figure.VI 5 Désposition de Semelles filantes sous voiles et poteau.

VI.4.3. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

Les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles et sous postaux sont représentés dans les tableaux suivants :

. Tableau.VI. 3 . Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

N°	L(m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELU} (KN/m)	B(m)	A(m)	h(cm)
Sfv1	9.90	1482.93	136.70	1.50	1.00	30
Sfv2	8.80	1345.07	140.18	1.50	1.00	30

Ferraillage :

Le calcule se fait par un largeur B et langueur de 1 métré linéaire

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

. Tableau.VI. 4 Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU.

N°	Etat	N KN/ml	M KN/ml	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$	$A_{rép\ final}$
Ssv1	ELU	2019.355	0.003	2.71	6.79	2.55	**6HA12**	**10HA12**
	ELS	1482.93	0.002	3.43				
Ssv2	ELU	1828.84	0.006	2.46	6.79	2.55	**6HA12**	**10HA12**
	ELS	1345.07	0.002	3.50				

Recapitulation:

Tableau.VI. 5 . Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{rép\ finale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Ssv1	**6HA12**=6.79	**10HA12**=11.31	15	15
Ssv2	**6HA12**=6.79	**10HA12**=11.31	15	15

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa..

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4 \,.\, \tau_s} = \frac{1.2 \;.\; 400}{4 \,.\, 2{,}835} = 42.86\ cm$$

$$ls = 42.86\ cm \;\geq\; \frac{B}{4} = \frac{1.50}{4} = 37.5cm$$

➢ **Conclusion :**

Dans se cas toute les barres doivent être prolonge jusqu'aux l'extrémité de la semelle et complètent de des ancrages courbes

Vérification de la stabilité au renversement :

. Tableau.VI. 6 Vérification de la stabilité au renversement.

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (mm)	B (m)	B/4 (mm)	e ≤ B/4
Ssv1	2019.355	0.02	0.009	1.50	375	C.V
Ssv2	1828.84	0.05	0.02	1.50	375	C.V

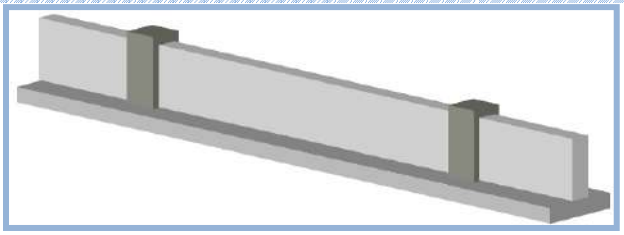


Figure.VI 6 Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.4.4. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

- ❖ La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- ❖ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

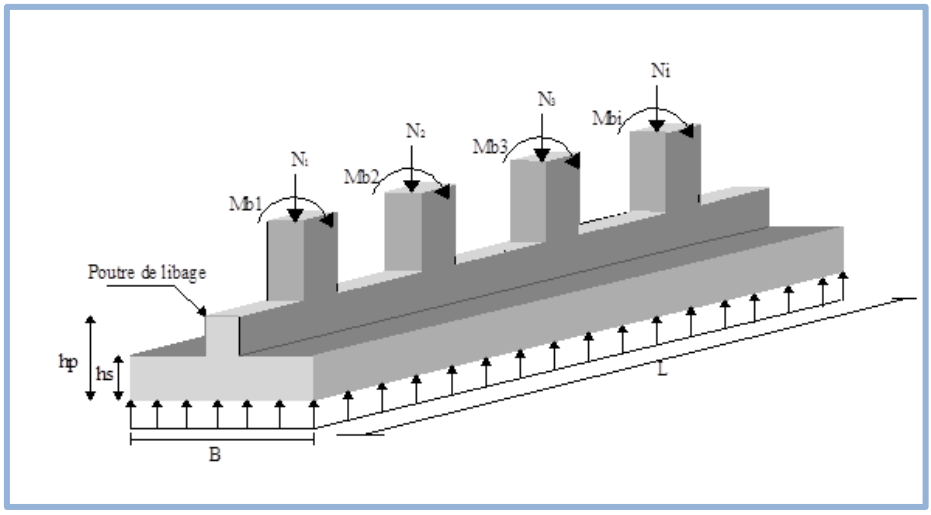


Figure.VI 7 Schémas d'une Semelle filante sous poteaux.

Ferraillage transversale :

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale.

Sous l'effet de N, on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{N_{i.}(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b}$$

❖ **Dimensionnement :**

. Tableau.VI. 7 . Dimensionnement des semelles sous poteaux

N	L (m)	Nser (KN)	P semelle (KN)	PA .Poteau (KN)	P remblai (KN)	B (m)	h (cm)	σ (MPA)	Vérification
SF1	4.50	614.78	45	17.5	162.96	1.50	30	0.142	C V
SF2	14.80	2477.20	1666.5	43.75	602.95	1.50	30	0.148	C V
SF3	1.8	321.5	14.62	17.5	52.95	1.50	30	0.14	C V
SF4	3.20	275.57	33.18	17.5	120.19	1.50	30	0.10	C V
SF5	17.75	4018.76	419.38	46.87	903.92	2.1	45	0.145	C V
SF6	2481.93	202.3	42.18	605.51	2481.93	1.70	35	0.144	C V
SF7	712.78	65.25	26.25	236.26	712.78	1.50	30	0.12	C V
SF8	698.02	80.57	15	150.09	698.02	2.10	45	0.143	C V

Ferraillage :

Tableau.VI. 8 Ferraillage des semelles filantes sous poteaux

N°	Etat	N KN/ml	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{b\ final}$	$A_{rép\ final}$
SF 1-2-3-4-7	ELU	378.77	3.09	6.79	2.55	**6HA12**	**10HA12**
	ELS	2477.62	3.48				
SF 5-8	ELU	5512.18	3.77	6.79	2.55	**6HA12**	**14HA12**
	ELS	4018.76	4.73				
SF6	ELU	3417.47	2.94	6.79	2.55	**6HA12**	**12HA12**
	ELS	2481.96	3.67				

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$* \quad ls = \frac{\emptyset\ .\ f_e}{4\ .\ \tau_s}$$

ls>$B4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

B8 ≤ls≤B4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

ls<$B8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau.VI. 9 Vérification des longueurs de scellement.

	B(m)	A(m)	Ls(cm)	B/8	B/4	Ancrage
1	1.50	1.00	42.86	18.75	37.5	courbes
2	1.70	**1.00**	42.86	21.25	42.5	courbes
3	2.10	**1.00**	42.86	26.25	52.5	Courbe / rectiligne

Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau.VI. 10 Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux

N°	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e_{0b}(mm)	B (m)	B/4 (mm)	$e_{0b} \leq$ B/4
SF1	2477.62	0.03	0.01	1.50	375	C.V
SF2	2481.93	0.05	0.02	1.70	425	C.V
SF3	4018.76	0.01	0.001	2.10	525	C V

VI.5 La poutre de libage :

VI.5.1 Détermination de la hauteur :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- E : Module d'élasticité du béton.
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

. Tableau.VI. 11 Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux.

N°	b (m)	l (m)	l_e (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF1	0.5	4.00	2.55	0.55	0.6	4.05	C.V
SF2	0.5	4.15	2.75	0.60	0.9	4.33	C.V
SF3	0.5	1.3	2.03	0.50	0.26	3.15	CV
SF4	0.5	2.95	2.03	0.50	0.266	3.17	CV
SF5	0.5	4.15	2.75	0.60	0. 9	4.33	CV
SF6	0.5	4.00	2.55	0.55	0.6	4.05	CV
SF7	0.5	2.95	2.03	0.50	0.266	3.17	CV
SF8	0.5	2.94	2.03	0.50	0.266	3.17	CV

VI.5.2 calcule le ferraillage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage se fait en flexion semple en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN / m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

Les valeurs de réaction Q a ELU et ELS sont représenté dans le tableau suivant :

. Tableau.VI12 . Détermination des valeurs de qa ELU et ELS

N°	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	Q_{ser} (KN /ml)	Q_{ult} (KN / m^2)
SF1	614.8	841.0	139.98	177.67
SF2	2477.6	3390.8	194.04	247.88
SF3	321.2	437.7	140.36	180.62
SF4	275.6	375.1	98.24	120.14
SF5	4018.8	5517.2	270.67	345.93
SF6	2481.9	3417.2	213.55	273.49
SF7	712.8	1278.7	140.72	217.25
SF8	698.0	1085.2	208.58	294.16

❖ **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

Pour détermination de monument :

Sur 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. 13 Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage**

N°	Position	Mu (KN /m)	h (cm)	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)
PL1	En travées	182.32	55	0	10.61	8HA14=12.32
	En appuis	264.65		0	15.81	8HA14+4HA12=16.84
PL2	En travées	239.04	60	0	12.58	8HA14+4HA12=16.84
	En appuis	296.48		0	15.84	8HA14+4HA12=16.84
PL3	En travées	106.68	50	0	5.51	8HA14=12.32
	En appuis	213.32		0	11.32	8HA14+4HA12=16.84

VI.5.3 Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable.

. **Tableau.VI14 . Vérification des contraints à L'ELS**

N°	Section	M_{ser} (KN /m)	A adopté (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
PL1	travées	142.36	24.63	21.30	5.95	122.78
	appuis	284.73	23.00	27.31	12.16	140.20
PL2	travées	187.04	29.15	24.01	6.30	130.65
	appuis	388.46	29.15	28.50	14.00	188.20
PL3	travées	75.63	24.63	14.13	5.94	98.13
	appuis	151.26	23.00	22.10	11.51	106.22

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60 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. donc on choisit 2HA14=3.08cm².

VI.5.5 Vérification de l'effort de tranchant :

. Tableau.VI. 15 Vérification de l'effort de tranchant

N°	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
PL1	55*100	546.98	2.10	2.50	C .V
PL2	60*100	617.80	2.16	2.50	C .V
PL3	50*100	433.88	2.34	2.50	C V

VI.5.6 Armatures transversales : RPA99Version2003►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$$\begin{cases} S_t \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **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 :

$S_t \leq \min [0,9d; 40cm]$

$$\frac{A_t . f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0,3 f_{c28}.K)}{0,9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$$

. Tableau.VI. 16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

	CBA 93		RPA 99			$A_{t\ choisi}$ et $S_{t\ choisi}$	
τ_u (MPa)	A_t (cm^2)	$S_{(nodale)}$ (cm)	$S'_{(courante)}$ (cm)	A_t (cm^2)	$S_{(nodale)}$ (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)	$S_{t\ choisi}$ (cm)
2.34	2.14	10	20	3.2	10	**4HA8**=2.01	15

VI.5.7 Vérification de la flèche de la poutre : (CBA93)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

. Tableau.VI. 17 Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	$M_t/(10M_0)$	Vérif.2	$A/(b_0.d)$	4,2/fe	Vérif.3
PL1	4.15	55	0.133	0,0625	C.V	0.024	C.V	0.005	0.0105	C.V
PL2	4.15	60	0.145	0,0625	C.V	0.045	C.V	0.006	0.0105	C.V
PL3	3.35	50	0.119	0,0625	C.V	0.033	C.V	0.007	0.0105	C.V

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1]◄◄

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la section des longrines sont (b × h) = (30 ×30) cm².

VI.6.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20\ KN \end{cases}$$

- N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 1489.8 KN
- α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- Dans notre cas : α = 10 (Zone III ; Site S_3)

$$\Rightarrow F_u = \frac{1489.8}{10} = 148.98\,KN$$

VI.6.4. Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_S}$

. Tableau.VI. 18 calcule le ferraillage

B (cm^2)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	148.89	4.28	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

b. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\ ] = 202 \text{ MPa.}$$

Avec : F_{ser} = 79,60 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{79{,}60 \times 10^3}{630} = 126{,}34\,MPa \ \leq \overline{\sigma_s} = 202\,MPa. \qquad (C.V)$$

Tableau.VI19 . vérification A ELS.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	A(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1085.69	108.57	6.78	160.13	201.63	CV

c. Armatures transversales :

VI.6.5.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le **CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄**

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] ◄◄:**

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

***Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄**

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau.VI. 20 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8=1.51

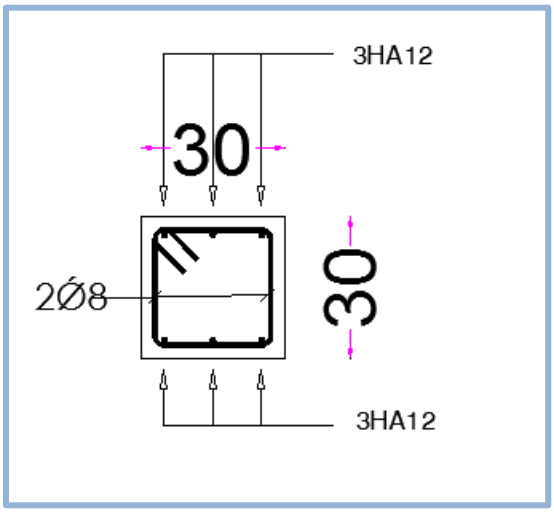


Figure.VI 8 Ferraillage de la longrine.

ANNEXES

1 Méthodes de calcul des poutrelles :

1 .1 La méthode forfaitaire:

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec:

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a: Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec:

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

1.2 Méthode de Caquot: (pour les poutres):

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.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et Où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

Donc:

$$\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_w + q_e \, l'^{3}_e}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (x =L/2) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

1.3 Calcul des flèches pour les poutrelles ;

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

(Moment d'inertie de la section totale)

Avec : $Y = \dfrac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A}$ (Position de l'axe neutre)

$\rho = \dfrac{A}{b_0 \cdot d}$; ρ = 1.10 % ⇒ β_1 = 0.854 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 182.47$ MPa .

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$.

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$ (Déformation instantanée).

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$ (Déformation de longue durée).

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 . E_i . I_{fi}}$. $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 . E_v . I_{fv}}$. $\Delta f_t = f_v - f_i$

$L = 4.15\,m < 5\,m \Rightarrow F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4150}{500} = 8.3\,mm$

2 Les escaliers:

2. 1 Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL.

$59 \leq g + 2h \leq 66$ …… (1)

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$g + 2h = 65$ …… (2)

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$n \times h = H_V$ ……(3)

$(n - 1)\, g = L$ …… (4)

La hauteur de la volée est égale donc à $H_V = H/2$

Avec :

0,59 : correspond à des escaliers d'appartement courant.

0.66 : correspond à des escaliers locaux publics.

n : nombre de contre marches.

n–1 : nombre de marches.

h : hauteur de la marche.

g : giron (largeur de la marche)

L : longueur de la ligne de foulée : L = g (n-1)

H: hauteur de la volée.

Hauteur d'étage : H= 3.24 m

H = H/2 = 1,62 m.

Le nombre des contremarches : n = 9

Le nombre des marches : n-1 = 8

Alors : $h = \frac{H_v}{n}$

$h = \frac{1,62}{9} = 0,18m \Rightarrow$ h=18cm.

$g = \frac{L}{n-1}$

$g = \frac{2.40}{8} = 0,30m \Rightarrow$ g = 30 cm.

59 < 2h + g <66cm

59cm < 65<66cm …… (C V)

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.62}{2.4} \longrightarrow \alpha = 34.01°$

2 2Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} y^2 + nA_s^{'}(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

- Moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s^{'}(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

Avec :

n=15 ; c'=2.5cm ; d=12.50cm ; b=100cm ; $A_s^{'}$=0

On doit vérifier que:

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

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

2. 3 calculs des flèches;

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.3mm \end{cases}$ L=4.15m

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$ *Moment d'inertie fictive.*

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

2. 4 poutres palières :

Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2.5cm ; d=27.50cm ; b=30cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

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

3 Le balcon :

3.1 Vérification à l'E.L.S

Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_S = n\frac{Mser}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma}_S$$

$$Avec : \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{C28} = 15MPa.$$

$$\overline{\sigma}_S = \min(\frac{2}{3}\, fe; 110\sqrt{\eta . f_{c28}} = 201.63MPa$$

Avec : n = 15
η = 1,6 (H.A)

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2.y^2+n\ A_S'\ (y- c') – n\ A_S\ (d- y) = 0$
I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3\ y^3 + n\ As'\ (y – c')^2 + n\ As\ (d – y)^2$.

4 dalles plaines :

4.1 Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.\, f_{cdg}$$

q: charge répartie.

S: surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

M: moment de flexion.

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ: l'angle de rotation.

CONCLUSION

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, Surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueurs. La disposition du système de contreventement choisi dans ce projet a été exigée par le règlement R.P.A.99.V2003.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation D'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

Règlements :

1. *Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.*
2. *Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.V2003.*
3. *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.*

Cours :

- *Béton armé*
- *Dynamique des structures*
- *Résistance des matériaux*

Logiciels

- *SAP2000 V 17*
- *AUTOCAD 2014*
- *EXEL 2010*
- *SOCOTEC*