République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil

Memoire de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'administratif (R+6)

Etudié par :

- *Oumlebat Fatma*
- *Marakchi Soumai*

Dirigé par :

Mr : BOUKSANI OMAR

JUIN 2013



Remerciements

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr : Bouksani Omar pour l'encadrement de ce mémoire son aide précieuse.

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

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

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout : Yacine,

Rokia, Fdel, et toutes les ingénieures

du bureau d'étude Ben zayade sans

exception.

On leur dit merci de tout notre cœur

إهداء

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك والصلاة و السلام عليك يا سيدي رسول لله :

أهدي ثمرة هذا الجهد
إلى من حملتني وهنا على وهن نبع الحنان ومبعث الأمان إلى التي كانت الملاذ والمأوى وسر السعادة والنجوة إلى التي تحمل أخف كلمة نطق بها اللسان ويهتز لتضرعها عرش الرحمن ووضعت تحت أقدامها الجنان أمي الحنون و نور عيني أطال الله في عمرها و رعاها

إلى الذي رباني على الفضيلة والأخلاق وزرع الثقة في نفسي، وكان لي القدوة والسند

في الحياة ابي عزيز

إلى إخوتي: محمود، بلال، عادل عبد الجبار أتمنى لهم النجاح في دراستهم والوصول إلى مستوى أعلى.

إلى صديقة و رفيقة في هذه المذكرة: سمية مراكشي التي لولاها لما اكتملت' متمنية لها مستقبلا زاهرا

إلى أوفى الصديقات و شقيقات الروح: أمينة، رزيقة ،فطيمة
إلى كل من عاشرتهن خمس سنوات في الجامعة إلى كل من وسعتهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي اهدي هذا العمل الذي هو ثمرة سنوات من الأخذ و العطاء إليك أنت من تتصفح مذكرتي الآن.

و هكذا...عش ما شئت فانك ميت و اعمل ما شئت فانك مجازى عليه وأحبب ما شئت فانك مفارق له، لكل بداية نهاية.

فاطمة

إهداء

لك الحمد ربي على عظيم فضلك و كثير عطائك

إنه لا يسعني في هذه اللحظة التي لعلني لا أملك أغلى منها أن أهدي ثمرة هذا العمل

المتواضع إلى

الذي يخفق له قلبي باستمرار، ضياء قلبي و نور بصري محمد

صلى الله عليه وسلم.

إلى من قال عز وجل فيهما، " و اخفض لهما جناح الذل من الرحمة و قل ربي ارحمهما كما ربياني صغيرا" .

ربي ارحمهما و اجعلهما من أهل الجنة

إلى من حملنا رحم واحد وتقاسمت معهم الأيام بحلوها ومرها وجعلهم الله لي السند المعين "إخوتي وأخواتي"

إلى من تربعت في سويداء قلبي و كانت بلسم روحي أختي التوأم نجوى

إلى توأم روحي ورفيق دربي. إلى صاحب القلب الطيب والنوايا الصادقة إلى زوجي العزيز "محمد"، وإلى جميع عائلته الكريمة.

إلى جميع الأهل والأقارب

إلى من تذوقت معهم أجمل اللحظات إلى من سأفتقدهم إلى جميع صديقاتي

إلى التي قاسمتني مشقة هذه المذكرة أم لبات فاطمة

سمية

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية ذات استعمال إداري تتألف من 6 طوابق + طابق أرضي بمدينة قصر البخاري المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 أ.

الدراسة الديناميكية تمت وفق طريقة عددية و حساب القوى الداخلية للبناية تمت وفق برنامج "ROBOT 2010".

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و القوى الأفقية مضمونة بواسطة نظم العارضات و الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

قياس الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة قد تم وفقا لقانون الخرسانة المسلحة "CBA93" مع االأخذ بعين الإعتبار التوصيات الواردة في القانون الجزائري لمقاومة الزلازل "RPA99 version2003".

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure à usage administratif composé de RDC + 6étage situé dans ksar El Boukhari classée en zone de moyenne sismicité IIa.

L'étude dynamique et le calcul des efforts de la structure ont été établis numériquement moyennant le logiciel ‹‹ROBOT 2010 ››.

La résistance de la structure aux charges horizontales et les forces verticales est assurée par un système de contreventement portiques + voiles en béton armé.

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été élaborés conformément aux règlements en vigueurs en Algérie (CBA93, RPA99 version 2003).

Finalement nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project arms the study of structure with sweling use administratif.It's Composed of six floors and ground, situated at Ksar El Boukhari town which is integrated in the seismic zone number 2.

The dynamic and the static study have been realized according to the numerical method using the program ‹‹ ROBOT 2010 ››.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by brace system (porches + sails)

The design calculations of the scrap heap of all element of the structure were done according to the cuvrent Algerian I odes of practice, the CBA93 and the RPA99 version 2003.

Finnaly, we have stidied the infrastucture by calculating the foudation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation générale

I/Introduction …… ……1
I.1/Présentation de l'ouvrage……..1
I.2/Description de l'ouvrage. ……1
I.2.1/Caractéristique géométriques de l'ouvrage……1
I.2.2 /Système de contreventement…….....1
I.2.3 /Planchers ……..1
I.2.4 /Maçonnerie……2
I.2.5 /L'acrotère ……2
I.2.6 /Escalier…….……2
I.3/ Caractéristiques mécaniques des matériaux ……2
I.3.1 /Béton …….....2
I.3.1.a/ caractéristique du Béton …….....2
I.3.2 /Béton armé ……...2
I.3.2.1/Résistance du béton ……... 3
I.3.3.Acier……...4
I.3.4/ Principe de calcul…….....6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II/ Pré dimensionnement……6
II.1/ Pré dimensionnement des planchers……...6
II.1.1/ Planchers à corps creux ……..6
II.1.2/Plancher à dalle pleine…….....7
II.2/ Evaluation des charges et surcharge……7
II.2.1/ Plancher courant à corps creux ……8

II.2.2/ Plancher courant à dalle pleine ……9
II.2.3/ plancher terrasse à dalle pleine ……9
II.2.4/ Plancher terrasse à corps creux…….....10
II.2.5/ Maçonnerie…….12
II.2.5.1/ Murs extérieurs:……..12
II.2.5.2/ Murs intérieurs…….. 12
II.3/ Les poutres…….. 13
II.3.1/ Pré dimensionnement…… 13
II.4/ Les Poteaux…….. 15
II.4.1/ Etapes de pré dimensionnement…… 15
II .4.2/ Détermination des charges et surcharges……..16
II .4.3/Loi de dégression…… ……..18
II .4.4/ Les efforts normaux ultimes et résistants ……19
II .4.5/Vérification de la section du poteau……..20
II .4.6/Vérification selon le RPA99 (Art 7.4.1)…… ……..20
II.4.7/Vérification aux zones nodales ……22
II.5/ Les voiles…… 24

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III/Calcul des éléments secondaires ……26
III .1/L'acrotère ……...26
III.1.1/Évaluation des charges et surcharges.……26
III.1.2/calcul des efforts ……...27
III.1.3/ Calcul du ferraillage ……27
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……...31
III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……31
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme…… 31
III.2/ Planchers……..31
III.2.1/ Introduction……..33
III.2.2/ Calcul des poutrelles…… ……33
III.2.3/ Dimensionnement des poutrelles ……33
III.2.3/Ferraillage de la dalle de compression……...49
III.4/Calcul des dalles pleines ……..51
III.4.1/Définition ……51

III.4.2/Méthode de calcul …….....51
III.4. 3/ Evaluation des charges et surcharges ……. 52
III.5 / Les escaliers…….. ……63
III.5.1/ Terminologie……... ……63
III.5.2/ Dimensionnement…….. 64
III.5.2.1.a/Evaluation des charges …….. 66
III.5.2.1.b/ Surcharge d'exploitation…….. ……..67
III.5.2.1.c/ Détermination des sollicitations…… ……67
III.5.2.1.d/ Détermination des efforts…….. ……67
III.5.2.1/Deuxième volée ……. ……...72
III.5.2.1.a/ Surcharge d'exploitation……... ……74
III.5.2.1.b/ Détermination des sollicitations…… ……74
III.5.2.1.c/ Détermination des efforts …… ……..74
III.5.3/ Calcul du ferraillage…… ……78
III.5.3.1/ Calcul à l'E.L.U…… ……78
III.5.3.2/ Vérification à l'E.L.S……. 80
III.5.3.3/ Vérification de la flèche…….. . ……80
III.5.4/ Calcul de la poutre palière …….. ……83
III.5.4.1/ Pré dimensionnement…… ……83
III.5.4.2/ Evaluation des charges……...84
III.5.4.3/ Calcul des sollicitations…… ……84
III.5.4.4/ Calcul des efforts…….. ……85
III.5.4.5/ Calcul du ferraillage……...85
III.5.5/ Vérification de la flèche…… ……...89

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1/Introduction……...90
IV.2/Caractéristiques dynamique de la structure……..90
IV.2.1/Centre de masse ……90
IV.2.2/Centre de torsion ……...91
IV.2.3/ Excentricité……...95
IV.2.3.1 / Excentricité statique ……95
IV.2.3.2/ Excentricité accidentelle ……...95
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle……96

IV.3 /Modélisation de la structure…….....97
IV.3.1/ Les hypothèses de conception des voiles …….....97
IV.3.2/ La disposition des voiles ……..97
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ……...98
IV.4.2/ Choix de la méthode du calcul sismique…… 98
IV.4.2.1/ Méthode dynamique modale spectrale …….... 98
IV.4/ Résultats de l'analyse dynamique ……101
IV.4.1./Vérification de comportement…… .102
IV.4.2/vérification de participation massique ……...103
IV.4.3/ Vérification des périodes ……...103
IV.4.4/Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……...104
IV.4.5/Vérification de la stabilité au renversement …… ……106
IV.4.5/1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.. ……..107
IV.4.5.2/Moment de renversement……110
IV.4.5.3/ Moment stabilisant …….....110
IV.4.6/ Vérification des déplacements ……..111
IV.4.7/ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……...112

CHAPITRE V: Ferraillage des éléments résistants

V.1/ Introduction……. ……...114
V.2/ Les combinaisons des charges……. ……..114
V.3/ Ferraillage des poutres……. ……..114
V.3.1/ Recommandation des règlements…… 114
V.3.2/ Vérification des contraintes à l'E.L.S…… ……..116
V.3.3/ Vérification des contraintes de cisaillement…….. ……119
V.3.4/ Calcul des armatures transversales……..120
V.3.5/ Vérification de la flèche…….. 121
V.4/ Ferraillage des poteaux …… ……126
V.4.1/ Recommandation des règlements ……126
V.4.2/ Sollicitations extrêmes de ferraillage ……. 127
V.4.3/ Etat limite de stabilité de forme par CBA93 …… ……..127
V.4.4/ Détermination des armatures à l'ELU de résistance …… ……134
V.4.5/ Vérification des contraintes à l'E.L.S …….. ……..138
V.4.6/ Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant …… ……140

V.5/ Ferraillage des voiles…….. ……...150
V.5.1/ Introduction…… ……150
V.5.2/ Etude des voiles à partir du logiciel "ROBOT"…… ……..150
V.5.3/ Ferraillage des voiles à l'E.L.U…… ……...150
V.5.3.1/ Les armatures verticales……150
V.5.3.2/ Les armatures transversales……. 150
V.5.3.3/ Les armatures horizontales ……. 151
V.5.4 .Calcul du ferraillage horizontal ……...152
V.5.4.1/ ferraillage du voile avec ouverture…… ……...152
V.5.4.1/ les voile plein……. 161

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1/ Introduction …… ……..165
VI.2/ Reconnaissance des lieux et du sol……165
VI.3/ Choix du Type de fondation ……165
VI.4/ Dimensionnement et calcul des semelles ……165
VI.4.1/ Semelles isolées ……166
VI.4.1.1/ Semelle isolée rectangulaire sous poteau rectangulaire …… 166
VI.4.1.1.a/Dimensionnement ……166
VI.4.1.2/ Semelle isolée circulaire sous poteau circulaire …… ……166
VI.4.1.2.a/ Dimensionnement ……... 166
VI.4.1.2.b/ Ferraillage …… ……...168
VI.4.2/ semelles filantes :…… ……...170
VI.4.2.1/ Dimensionnement …… ……..171
VI.4.2.2/ Ferraillage ……...172
VI.4.2.3/ Vérification des longueurs de scellement ……...174
VI.4.3.1/ Ferraillage Longitudinal……..174
VI.4.3.1.a/ Dimensionnement ……... 174
VI.4.3.1.b/ Calcul des moments ……176
VI.4.3.1.c/ Calcul du ferraillage ……177
VI.5/Les longrines …… 179
VI.5.1/Pré dimensionnement …… 179
VI.5.2/ Sollicitations …… ……179
VI.5.3/Ferraillage …… ……..180

VI.5.3.a/ A l'état limite ultime …… …… 180
VI.5.3.b/Condition de non fragilité …… ……180
VI.5.3.c/Vérification des contraintes à l'ELS …… ……..180
VI.5.3.d/ Armatures transversales …… ……..181

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...4

CHAPITRE I : PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1. Charge permanente du plancher courant à corps creux……. 8
Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant à dalle plein……... 9
Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse à dalle pleine…….. 9
Tableau II.4. Charge permanente du plancher terrasse à corps creux…… 10
Tableau II.5. Charge permanente des murs intérieurs…… 11
Tableau II.6. Charge permanente des murs extérieurs…… 11
Tableau II.7: Calcul du poids de chaque niveau…….. 16
Tableau II.8: Loi de dégression…… 18
Tableau II.9: Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau……. 18
Tableau II.10: Vérification de la section du poteau de chaque niveau…… 19
Tableau II.11: vérification aux zones nodales……...22

CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau. III.1. Évaluation des charges…… 25
Tableau. III.2.détermination Les efforts…….. 26
Tableau. III.3. Les données…… 27
Tableau. III.4: Charges permanents et surcharges exploitation des poutrelles……...34
Tableau. III.5: Moments statiques des poutrelles……35
Tableau. III.6**:** méthode Caquot…… 38
Tableau .III.7**:** Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S…… 39
Tableau .III.8: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.U..40

Tableau. III.10**:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS…… *42*
Tableau.III.11**:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS…… *43*
Tableau. III.12 **:** Récapitulations des efforts…… *44*
Tableau. III.13 **:** les données…… *45*
Tableau.III.14 **:** Détermination des sections d'acier des poutrelles …… *46*
Tableau .III.15 : Vérification de la contrainte à l'E.L.S…… 48
Tableau III.16**:** Détermination des chargements de la dalle pleine…… 49
Tableau III.17: Calcul des sections d'acier de la dalle…… 52
Tableau .III.18: vérification de la contrainte…… 56
Tableau. III.19: Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire…….. 60
Tableau. III.20: Evaluation des charges permanentes de la paillasse…… 66
Tableau. III.21: Evaluation des charges permanentes du palier…… 66
Tableau .III.23: Evaluation des charges permanentes de la paillasse…… 67
Tableau. III.24: Evaluation des charges permanentes du palier…… 73
Tableau .III. 25: Récapitulation des charges, des surcharges et des sollicitations…… 73
Tableau .III.26: Calcul des sections d'acier…….. 74
Tableau .III.27: vérification de la contrainte…….. 80
Tableau. III.28: Récapitulation des résultats de la flèche…….. 83
Tableau. III.29: Calcul des efforts……. 85
Tableau .III.30: Ferraillage de la poutre palière…… 85
Tableau .III. 31:Vérification de la contrainte…… 88
Tableau.III.32 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière…… 89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1: Coordonnées du centre de masse de la structure……..90
Tableau IV.2: Caractéristiques des voiles……94
Tableau IV.3: Coordonnées du centre de torsion de chaque niveau……...94
Tableau IV.4**:** Excentricité de chaque niveau……95
Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité accidentelle……..96
Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité totale……96
Tableau IV.7: détermination du facteur de qualité Q……99
Tableau IV.8 : valeur de T_1 et T_2.....100
Tableau IV.9 **:** Le comportement des trois premiers modes……102

Tableau IV.10 **:** Coefficient de participation massique……. .103
Tableau. IV.11**:** Vérification des périodes…….. 103
Tableau IV.12: Poids total de chaque niveau……..105
Tableau IV.13 : Calcul de la force sismique……...105
Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……106
Tableau IV.15: Forces sismiques selon la hauteur suivant x……..108
Tableau IV.16: Forces sismiques selon la hauteur suivant y……..109
Tableau IV.17: calcul du moment de renversement…….....110
Tableau IV.18**:** calcul du moment stabilisant…… 110
Tableau IV.19: Vérification de stabilisation…… 111
Tableau IV.20. Déplacement des nœuds maîtres…… 112
Tableau IV.21: l'vérification effet P-Δ sens x…….. 113
Tableau IV.22: l'vérification effet P-Δ sens y…… 113

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales…… …116
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……116
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..117
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres……118
Tableau V.5 : calcul de τ……119
Tableau. V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales ……119
Tableau. V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires ……...120
Tableau V.8 : vérification de l'espacement et calcule des armatures transversales……121
Tableau V.9 : Vérification de la flèche des poutres……122
Tableau V.10 : Corrections des moments dans les poteaux carrés à l'ELU (A)……129
Tableau V.11 : Corrections des moments dans les poteaux carré l'ELU (B)…….130
Tableau V.12 : Corrections des moments dans les poteaux circulaires à l'ELU……131
Tableaux V.13 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carrés à l'ELU(A)…….132
Tableaux V.14 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carrés à l'ELU(b)…… 135
Tableaux V.15 : Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires à l'ELU……136
Tableau V.16 : Vérification des contraintes à l'E.L.S……138
Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'E.L.S……139
Tableau V.18 : Vérification des contraintes à l'E.L.S……139
Tableau V.19 : Vérifications des contraintes de cisaillement……140

Tableau V.20 : Vérifications des contraintes de cisaillement…… 141
Tableau V.21 : Vérifications des contraintes de cisaillement…….141
Tableau V.22 : Les armatures transversales et leurs espacements. …… 142
Tableau V.23 : Les armatures transversales et leurs espacements(B)……. 143
Tableau V.24 : Les armatures transversales et leurs espacements(B)…….. .. 144
Tableau V.25 : Armatures verticales dans les trumeaux 1……... 145
Tableau V.26 : Armatures verticales dans les trumeaux 2……153
Tableau V.27 : Calcul des armatures horizontales et leur espacement les trumeaux 1…….154
Tableau V.28 : Calcul des armatures horizontales et leur espacement les trumeaux 2…….155
Tableau V.29 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteauxV1……157
Tableau V.30 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteauxV2. ……157
Tableau V.31 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux1…….158
Tableau V.32 : Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux2…….158
Tableau V.33: Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux V1…… 156
Tableau V.34: Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux V2……159
Tableau V.35 Ferraillage vertical du voile1……159
Tableau V.36: Ferraillage vertical du voile2……...161
Tableau V.37: Ferraillage vertical du voile3……...161
Tableau V.38: Calcul des ferraillages horizontaux du voile1…….162
Tableau V.39: Calcul des ferraillages horizontaux du voile2…… 163
Tableau V.40: Calcul des ferraillages horizontaux du voile3……. 163

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 **:** Sections des semelles isolées……. 168
Tableau VI.2.Ferraillage des semelles isolées S_{21}, S_{23}..... 169
Tableau VI.3. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S_{21}, S_{23}..... 169
Tableau VI.4. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_{21}, S_{23} .169
Tableau VI.5. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_{21}, S_{23} .172
Tableau VI.6: Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……173
Tableau VI.7 : Armatures principales des semelles filantes…….. 173
Tableau VI.8 : Armatures répartition des semelles filantes…….. 174
Tableau VI-9 : Longueur de scellement…… 175
Tableau VI.10 : Dimensionnement de la poutre de libage…….. 177

Tableau VI-11 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……177
Tableau VI-12 : Détermination des moments de la poutre de libage……178
Tableau VI-13: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…… 178
Tableau VI-14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…… 179

Liste des figures

Liste des figures

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux…….6
Figure II.2.Dimensions du corps creux……...7
Figure II.3. Composants d'un plancher curant à corps creux……..9
Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse à corps creux……11
Figure II.5. Coupe de mur en maçonnerie……12
Figure. II.6: dimension des poutres……..15
Figure II.7. Représentation du poteau le plus sollicité……..…….17
Figure II.8 : les poutres secondaires…….22
Figure. II.9 : les poutres principales……..23
Figure. II.10: Coupe de voile en élévation……24
Figure. II.11: coupes de voiles en plan…….24

CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1.schéma de L'acrotère……..25
Figure III. 3. Ferraillage de l'acrotère…….26
Figure III.2 : Notation pour le calcul du ferraillage…… .32
Figure III.4. Dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression… 33
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle…….. 34
Figure III.6**:** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……40
Figure III.7**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU……..41
Figure III.8**:** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU…….. 41
Figure III.9: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU……..…42
Figure III.10**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS…….43
Figure. III.11**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……44

Figure .III.12 :les sections considérées pour le calcul des ferraillages……...…44
Figure .III.13**:** ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche)…49
Figure.III.14: Ferraillage de la table de compression……..……. 50
Figure .III.15**:** dalle pleine de forme rectangulaire…….53
Figure .III.16 **:** Efforts dans la dalle pleine de forme rectangulaire…… …53
Figure. III.17**:** dalle pleine de forme triangulaire……...58
Fig. III.18 **:** Efforts dans la dalle pleine de forme triangulaire…… 58
Figure III.19. Représentation d'un escalier…….63
Figure.III.20: Schéma statique de l'escalier……64
Figure.III.20: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U…… 69
Figure.III.21: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS…….. 70
Figure.III.22: Schéma statique de l'escalier…….71
Figure.III.23: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U…….. 76
Figure.III.24: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S…….. 78
Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière ……. .84
Figure. III.26: Diagramme des moments de la poutre palière…… .85
Figure.III.27 : Ferraillage de la poutre palière…….…89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure.IV.1**:** Caractéristiques géométriques d'un poteau…… 91
Figure.IV.2**:** Caractéristiques géométriques d'un voile plein…….. 92
Figure IV. 3. Voile avec une seule ouverture…… .92
Figure IV.4. Coupe d'un voile…… .94
Figure IV.5 : La disposition des voiles…… 97
Figure IV.6 : Spectre de réponse……100
FigureIV.7 : Le comportement des trois premiers modes……..102
Figure IV.8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……. 106
Figure IV.9: Distribution des forces sismique……107
Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant x…… . 108
Figure IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant y…… 109

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres……. 118
Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de niveau de terrasse…122
Figure V.3. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de niveau de terrasse…123
Figure V.4. Ferraillages des poutres principales de rive du niveau de terrasse……123
FigureV.5. Ferraillages des poutres principales de rive du niveau d'étage……..124
Figure V.6. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse……124
Figure V.7. Ferraillages des poutres secondaires rives du niveau terrasse…… 125
Figure V.8. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau étage……. 125
Figure V.9. Ferraillages des poutres secondaires rives du niveau étages……. 126
Figure V.10. Ferraillage des poteaux (A) de RDC…….. 145
Figure V.11. Ferraillage des poteaux (A) des étages 1, 2,3……..... 146
Figure V.12. Ferraillage des poteaux (A) des étages 4,5 ,6……... 146
Figure V.13. Ferraillage des poteaux (B) de RDC…… 147
Figure V.14. Ferraillage des poteaux (B) des étages 1,2, 3……. 147
Figure V.15. Ferraillage des poteaux (b) des étages 4, 5,6……148
Figure V.16. Ferraillage des poteaux circulaires de RDC…… 148
Figure V.17. Ferraillage des poteaux circulaires des étages 1, 2,3…… 149
Figure V.18. Ferraillage des poteaux circulaires des étages 4,5,6…… .149
Fig. V.19 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……151
Fig. V.20: Ferraillage du linteau…… 160
Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V_1 164
Figure V.22. Disposition des armatures dans les voiles V_2 …… 164
Figure V.23. Disposition des armatures dans les voiles V_3……164

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau……165
Figure VI.2 : Semelle filante …… ..170
Figure VI.3 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux……171
Figure VI.4 : Ferraillage de la longrine……181

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale

Introduction générale

Le présent travail est une étude technique complète de Conception dimensionnement et de Vérification d'un bâtiment (R+6) à usage administrative à Ksar El Boukhari.
Le mémoire est composé sous forme de chapitres liés les uns aux autres présentant les étapes principales de l'étude :

La présentation de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, conception du contreventement du bâtiment, et calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les planchers, et les escaliers) fait l'objet des chapitres I, II et III.

Le quatrième chapitre sera dédié à la détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, excentricité,…). Pour l'étude dynamique, on a opté pour le logiciel ROPOT 2010 comme moyen de calcul.

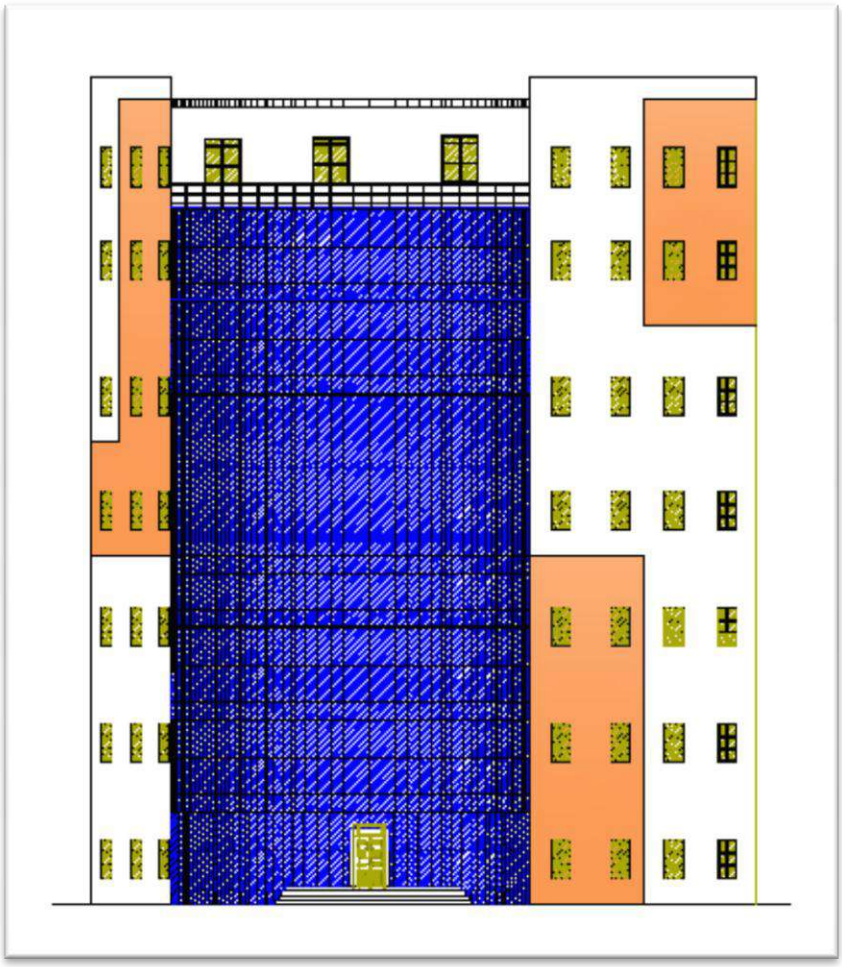
Le cinquième chapitre présente une étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et adoption du ferraillage de la structure.

Le dernier chapitre (**VI)** est consacré à l'étude des éléments d'infrastructure qui garantissent la stabilité et répartition des charges de fondation au sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I

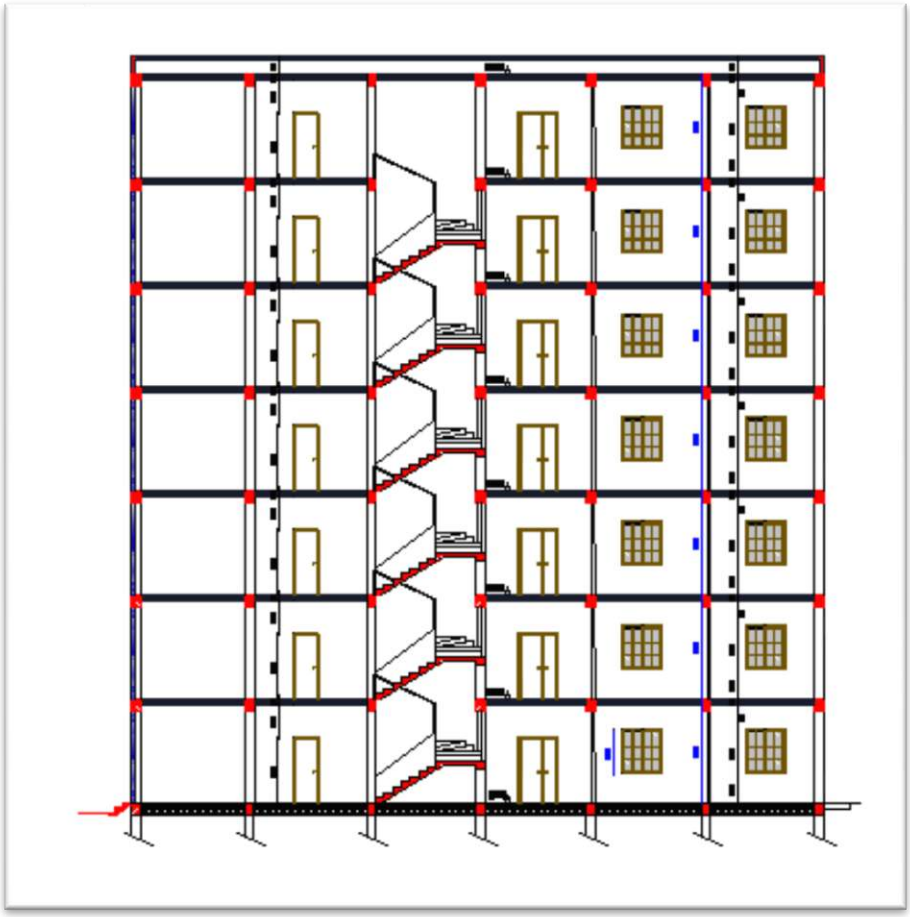
Présentation générale



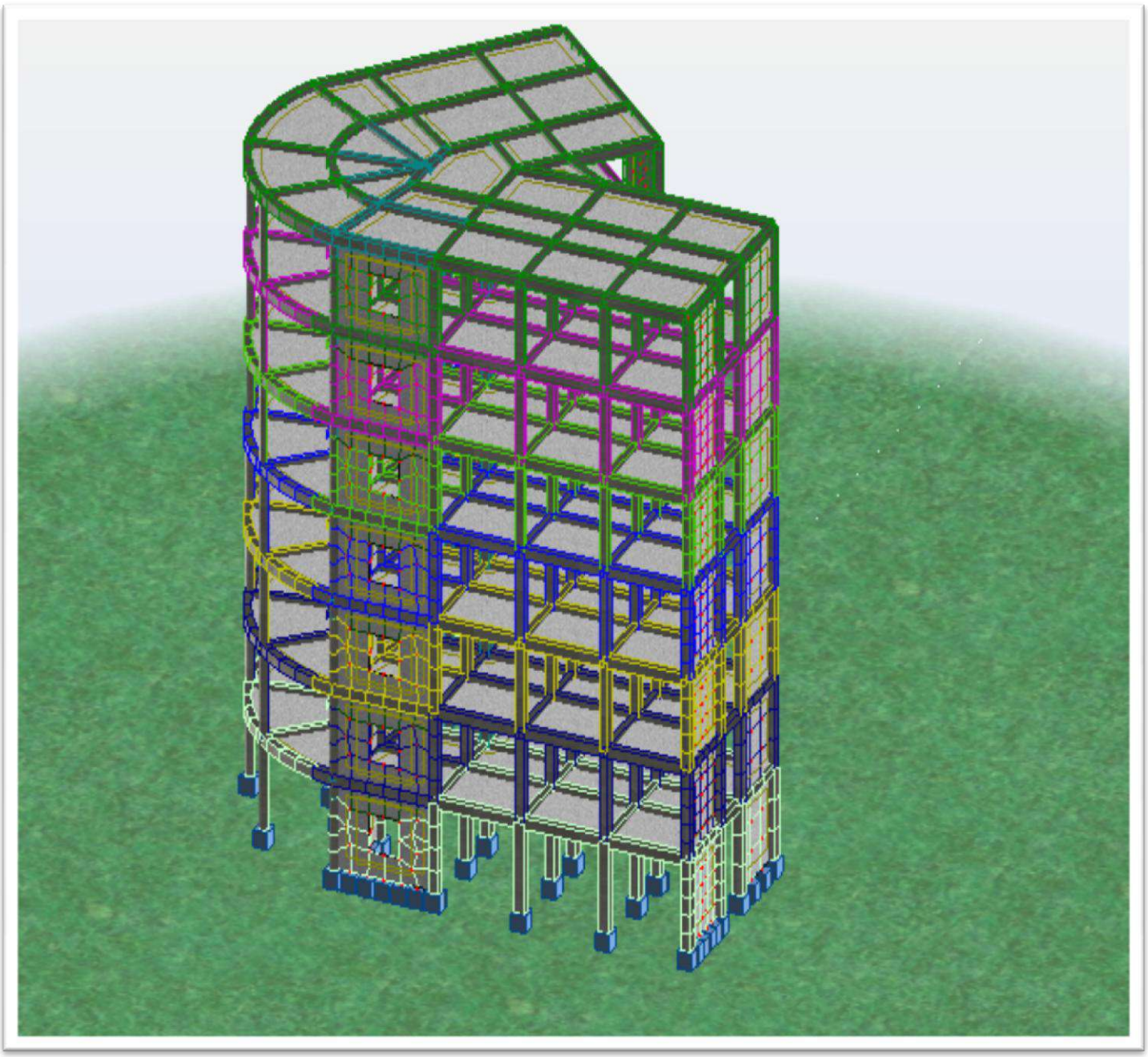
Façade principale

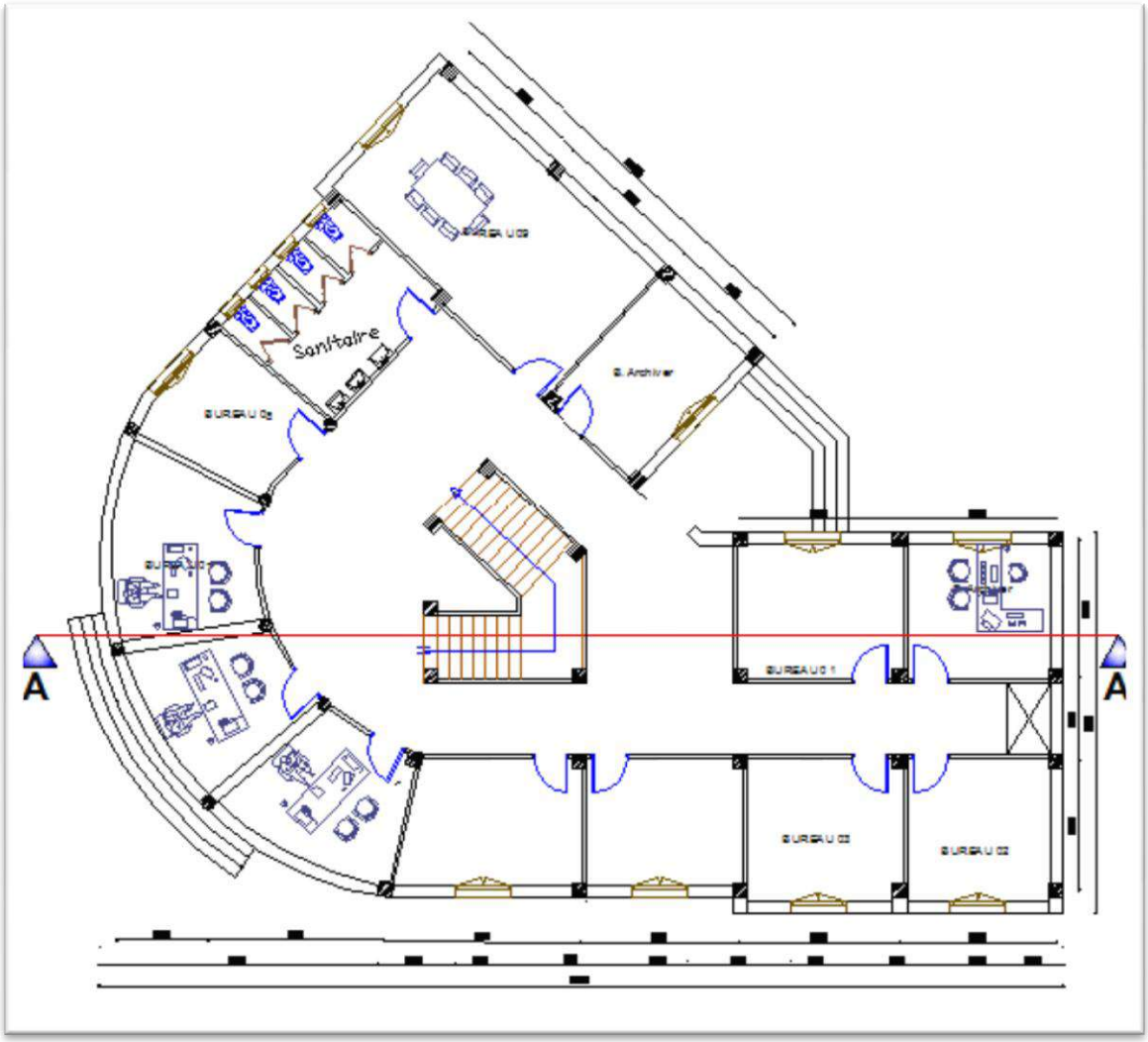


Façade latérale.



COUPE A-A





Plan de RDC et des étages

I/Introduction :

I.1/ Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage administrative. Il sera implanté à « Ksar El Boukhari wilaya de Médéa » zone de moyenne séismicité (zone IIa), selon la classification donnée par les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2/Description de l'ouvrage :

Le projet est composé d'un bloc qui comporte un RDC et six niveaux courants.

I.2.1/Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

- Dimensions en plan:
  - Longueur :…… L = 23.76 m
  - Largeur :……L = 20.32 m

- Dimensions en élévation:
  - Hauteur d'étage …… h = 3.60m
  - Hauteur du RDC ……...h = 3.60m
  - Hauteur totale ……H = 25.20 m

I.2.2 / Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur 25.20 m supérieure à 17m, selon le RPA99 Version 2003 on a considéré un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé.

I.2.3 /Planchers :

Pour notre projet nous avons utilisé deux types de planchers permettant de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres porteuses et les poteaux.

- ✓ Planchers à cops creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

I.2.4 /Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Les murs Extérieurs : ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (ep total =25cm).
- Les murs Intérieurs : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5 /L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré par un acrotère de 60cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.2.6 /Escalier :

La circulation entre les étages de notre structure est assurée par un seul type d'escalier droit avec palier intermédiaire.

I.3/ Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.3.1 / Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau ; avec des proportions bien déterminées par une composition du béton.

I.3.1.a/ caractéristique du Béton :

- Matériau facile à la production et à la mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.3.2 /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, et d'une façon exacte renforcer les zones critiques de béton "équilibrer l'effort de traction ".

I.3.2.1/Résistance du béton :

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

a) Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (f = 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 :

- $f_{cj} < 28$:
  - $F_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
  - $F_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95J} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa
- $f_{cj} \geq 28$: $F = 1{,}10 f_{c28}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par l'un des trois essais suivant :

- ✓ Essai de traction directe ;
- ✓ Essai de traction par fendage ;
- ✓ Essai de 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_{tj} et f_{cj} en MPa

I.3.3/Acier :

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

A.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA ≥ 8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

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

B) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

$[E_s = 2.10^5 Mpa]$. [Art.2.2.1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe.

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.4/ Principe de calcul :

Selon le **RPA99** le dimensionnement et les vérifications nécessaires de tous les éléments en béton armé seront menés en considérant deux états limites:

- **Un état limite ultime (E.L.U) basé sur la vérification :**

- L'équilibre statique.
- La résistance des matériaux.
- La stabilité de forme.

- **Un état limite de service (E.L.S) basé sur la vérification :**

- La compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- La déformation

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

$$f_{c28} = 25MPa$$
$$f_{t28} = 2.1MPa$$
$$E_{i28} = 32164.2MPa$$
$$E_{v28} = 10819\,MPa$$
$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : \textit{situation durable} \\ 18.48MPa & : \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ à L'ELS.

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 des éléments

II/ Pré dimensionnement:

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature et qu'on doit vérifier après la détermination des efforts.

II.1/ Pré dimensionnement des planchers:

II.1.1/ Planchers à corps creux :

Les planchers sont des surfaces horizontales séparant les différents niveaux d'une construction, ils jouent le rôle de plate-forme porteuse pour l'étage considéré, de toit pour l'étage sous-jacent, d'écran permettant le confort de l'habitant et d'élément de stabilité. En outre ils assurent la circulation entre les étages par des trémies, le passage des conduites et l'isolation acoustique et thermique.

Notre plancher est constitué des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. La hauteur totale des poutrelles (h_t) est déterminée par la formule empirique suivante:

$$\frac{L}{25} \le h_t \le \frac{L}{20} \qquad \left(h_t = d + e\right)$$

L: longueur maximum de la poutrelle entre axes.

d : la hauteur du corps creux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

L_{max} = 3,83m donc : $\frac{383}{25} \le h_t \le \frac{383}{20}$ Alors : 15.32cm $\le h_t \le$19.15cm

On prendra : $\mathbf{h_t = 20cm}$

On adopte donc : e = 4cm et d = 16cm on aura un plancher de **(16+4)** cm

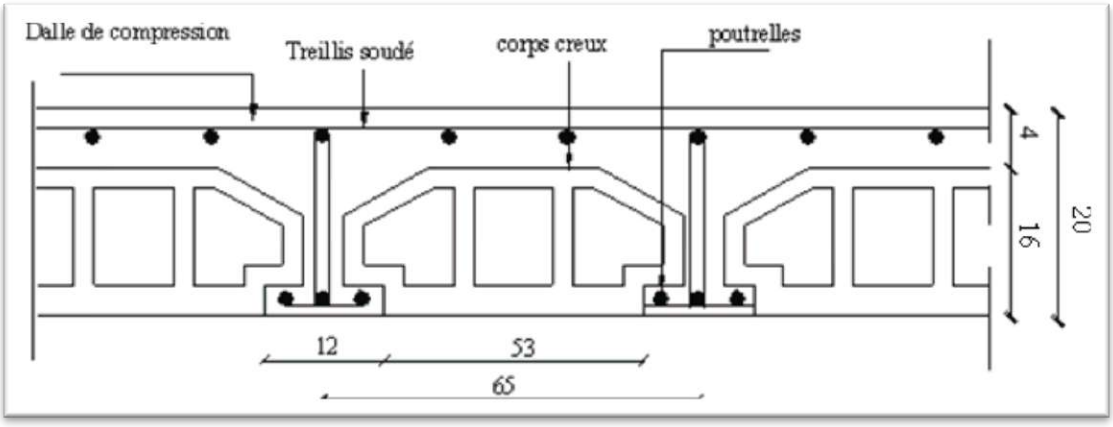


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux.

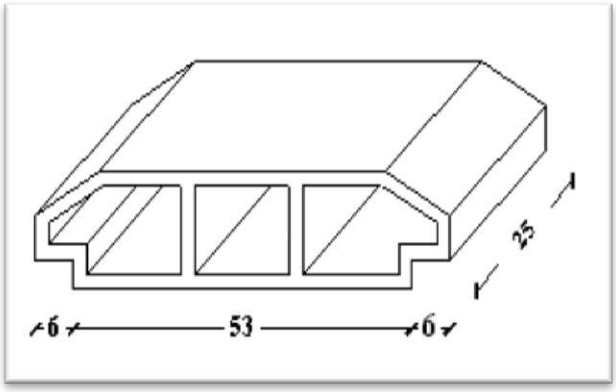


Figure II.2.Dimensions du corps creux.

II.1.2/Plancher à dalle pleine

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

- **Critère de résistance :** (CBA 93)

♦ Dalle reposant sur 3ou 4 appuis :

$$(L_x/50) \le e_p \le (L_x/40)$$

♦ Dalle reposant sur deux appuis :

$$(L_x/35) \le e_p \le (L_x/30)$$

Où **e_p :** l'épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

e_p = 11cm : peu assurer un coupe-feu de deux heures

- **Condition d'isolation acoustique:**

$e_p \ge 15$ cm.

♦ critère de résistance : 565/50 ≤ ep ≤565/40.

♦ la sécurité contre l'incendie : ep = 11cm.

♦ Condition d'isolation acoustique : ep =15cm

- **Condition de la flèche :**

- Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq L/500$.
- Si $L > 5m \Rightarrow f \leq (L/1000) + 0.05$.

Conclusion : Pour les dalles pleines on adoptera **: e_p = 15 cm.**[2]

II.2/ Evaluation des charges et surcharge :

C'est la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation au niveau de chaque élément porteur et chaque plancher.

II.2.1/ Plancher courant à corps creux :

- **Charges permanentes:**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.30	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.20	/	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	/	1.62
Charge permanent G				**6.00**

Tableau II.1. Charge permanente du plancher courant à corps creux.

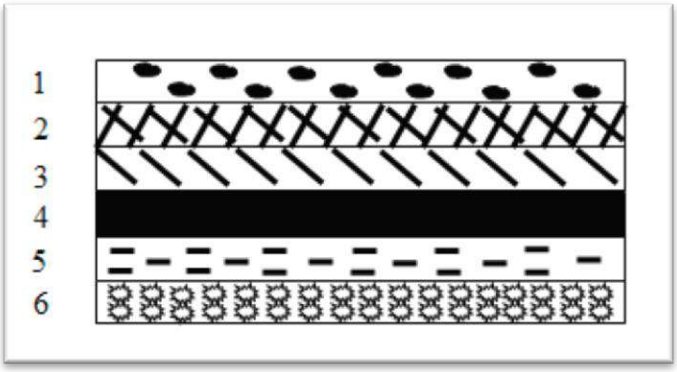


Figure II.3. Composants d'un plancher curant à corps creux.

II.2.2/ Plancher courant à dalle pleine :

- **Charge permanente**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.30	18	0.54
4	Plancher à dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	/	1.62
Charge permanente G				**6.95**

Tableau II.2. Charge permanente du plancher courant à dalle plein.

- **Surcharge d'exploitation :**

Q= 2.5 KN/m^2 pour le RDC et six d'étage (des bureaux).

➢ **Charge permanente :**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	0.05
4	Pare vapeur	0.01	6	0.06
5	Forme de pente	0.1	22	2.2
6	Film polyane	/	/	0.01
7	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
8	Plancher à dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G_T				**7.27**

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse à dalle pleine.

II.2.4/ Plancher terrasse à corps creux:

➢ **Charges permanentes:**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	0.05
4	Par vapeur	0.01	6	0.06
5	Forme de pente	0.1	22	2.2
6	Film polyane	/	/	0.01
7	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	/	2.8
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G_T				**6.32**

Tableau II.4. Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.

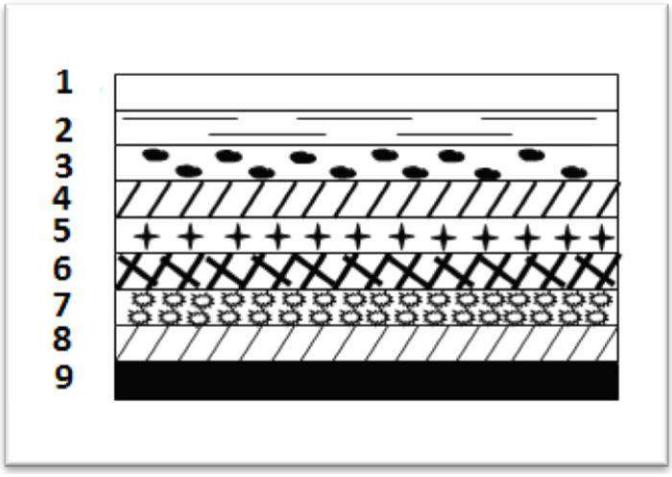


Figure II.4. Composants d'un plancher terrasse à corps creux.

- **Surcharges d'exploitation:**

Le plancher terrasse est inaccessible : **$Q=1kN/m^2$**

II.2.5/ Maçonnerie:

II.2.5.1/ Murs extérieurs:

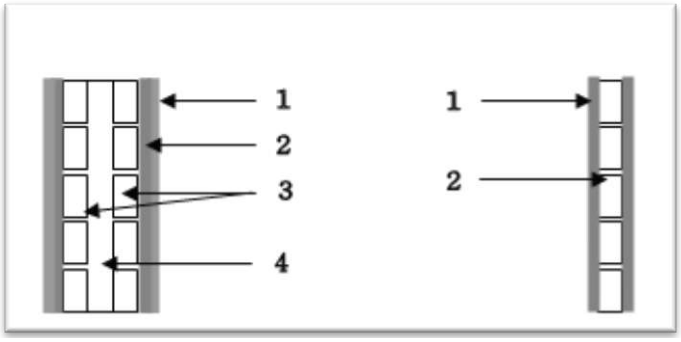
N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.72
3	Double cloison	0.10*2	/	1.80
4	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				**2.72**

Tableau II.5. Charge permanente des murs intérieurs.

II.2.5.2/ Murs intérieurs:

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.72
2	simple cloison	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

Tableau II.6. Charge permanente des murs extérieurs.



Mur extérieur **Mur intérieur**

Figure II.5. Coupe de mur en maçonnerie.

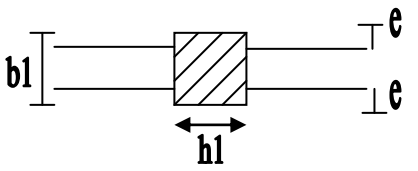
II.3/ Les poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T.

II.3.1/ Pré dimensionnement:

Le pré dimensionnement des poutres se fait d'après les conditions de résistance et de la flèche imposée par le **«CBA93 »** en tenant compte des exigences du **« RPA99 ».**

- Hauteur de la poutre : $L/15 \leq h \leq L/10$
- Largeur de la poutre : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

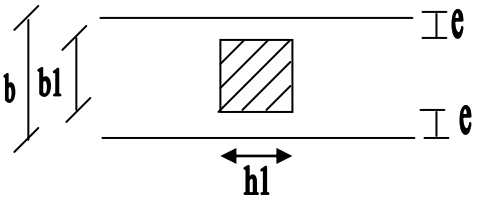


Avec :

L : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

Condition du RPA99 :

- $b \geq 20cm$.
- $h \geq 30cm$.
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5b+b_1$
- $e \leq \max(b_1/2, h_1/2)$ avec : $e=(b-b_1)/2$



Il y a trois cas des poutres : droit, arquées.

➢ **1ere cas les poutres droit :**

A/ Les poutres principales :

L_{max} = 4.64m. Donc : $30,93 \leq h \leq 46,4$ on prend h=40cm

$12 \leq b \leq 28$ on prend b= 25cm

❖ **Vérification des conditions du RPA99 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- b=25cm ≥ 20cm **(c.v)**
- h=40cm ≥ 30cm **(c.v)**
- h/b=1.3 < 4 **(c.v)**
- b_{max} = 25cm < 1.5h+b=85cm **(c.v)**

Conclusion: toutes les conditions sont satisfaites.

B/ les poutres secondaires :

$L_{max} = 3.88$ m donc : $\begin{cases} 25.86 \le h \le 38.8 & \text{on prend : } h = 35\text{cm} \\ 10.5 \le b \le 24.5 & \text{on prend : } b = 25\text{cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des conditions du RPA99 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- b=25cm≥ 20cm **(c .v)**
- h=35cm≥ 30cm **(c.v)**
- h/b=1.4 < 4 **(c.v)**
- b_{max} = 25cm < 1.5h+b=77.5cm **(c.v)**

Conclusion: toutes les conditions sont satisfaites.

➢ **2emCas les poutres arquées:**

A / Les poutres principales :

L_{max} = 5.65m. Donc : 37.66≤h≤56.5 on prend : h=45cm

13.5≤b≤31.5 on prend : b=35cm

❖ **Vérification des conditions du RPA99 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- b=35cm ≥ 20cm **(c.v)**
- h=45cm ≥30cm **(c.v)**
- h/b=1.3 < 4 **(c.v)**

b_{max} = 30cm < 1.5h+b=102.5cm **(c.v)**

Conclusion :

poutres porteuses…….... (bxh) = (35x45) cm^2.

Poutre secondaires..... (bxh) = (25x35) cm^2.

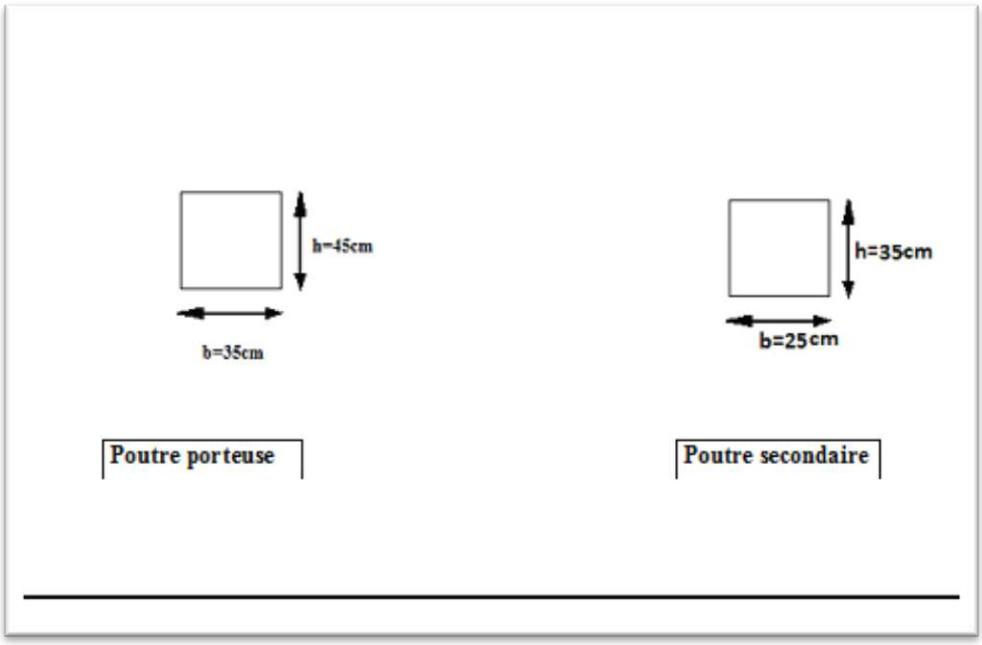


Fig. II.6: dimension des poutres.

II.4/ Les Poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. On utilisera la descente des charges pour évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation.

II.4.1/ Etapes de pré dimensionnement:

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

Selon le **CBA93 (B.8.4.1)** on doit effectuer la vérification de l'effort normale suivante:

$$N_{ultim} \leq \left(\frac{B_r \ f_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

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

$B_{r.}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

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

Avec:

$\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0.7L_0$: C'est la longueur de flambement.

i : C'est le rayon de giration où:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{b.h^3}{12}$ *(poteau carré).*

$i = \dfrac{D}{4}$ $I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ *(poteau circulaire).*

II .4.2/ Détermination des charges et surcharges:

- **Surface du plancher revenant au poteau:**

  S_p= (4.31-0.25) x (3.71-0.35)

  S_P= 13.47m^2

- **Surface total:**

  S_t = 4.31x3.71

  S_t=15.99m^2

- **Les sections choisit sont les suivantes :**

  - Pour le RDC, on choisit une section (45x45) cm^2 et section (60x60) cm^2.
  - Pour le 1^{ere} ,2eme ,3eme étage, on choisit une section (40x40) cm^2 et (55x55) cm^2.
  - Pour le 4eme, 5eme, 6eme étage, et une section de (35x35) cm^2 et (50x50) cm^2.

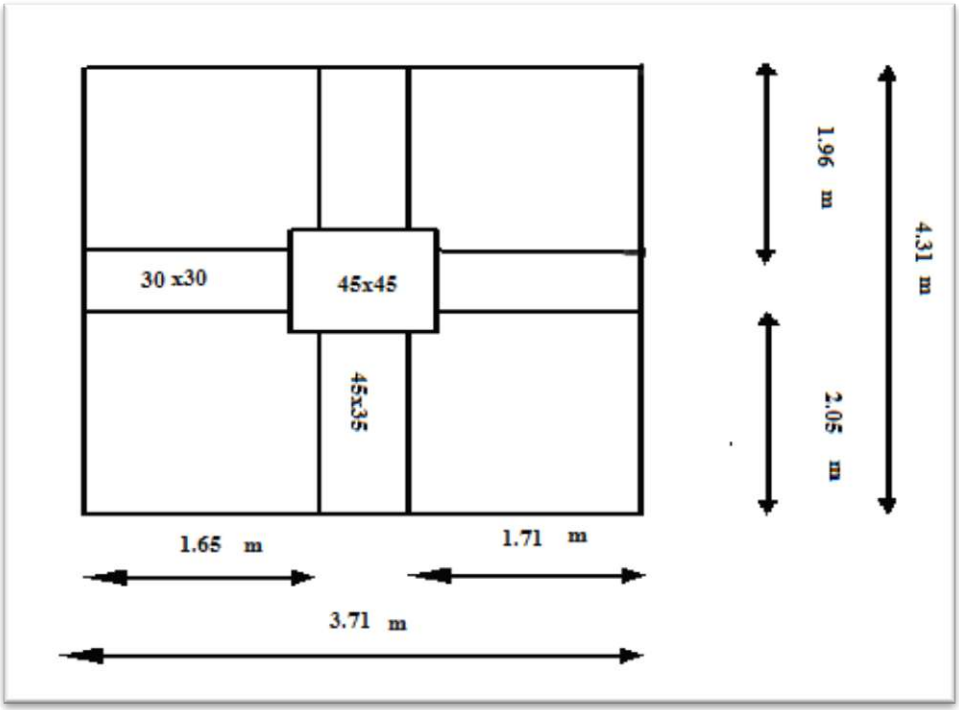


Figure II.7. représentation du poteau le plus sollicité.

Nivea	Poids du plancher (kN)	Poids des poutres (kN)	Poids du poteau (kN)	Poids total (kN)
6	**85.13**	23.28	11.02	119.43
4 et 5	80.82	23.28	11.02	115.12
3 ,2 et 1	80.82	23.28	14.14	118.24
RDC	80.82	23.28	18.22	122.32

Tableau II.7: Calcul du poids de chaque niveau.

Exemple de calcul :

Etude de 6ème étage :

- **Poids des plancher :**

  GxS=6.32x13.47 =85.13KN

- **Poids du poteau :**

  pb.h_{pot}.a.b=25x0.35x0.35x3.6 =11.02KN

- **Poids de la poutre :**

  S.hpot.a.b=25[(1.71+1.65)x(0.25x0.35)+(1.96+2.05)x(0.35x0.45]=23.28KN

Alors: G = Gpalncher + Gpoutres+ Gpoteau=119.43KN

II .4.3/Loi de dégression :

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 identique à chaque étage de 10‰ jusqu'à 0.5Q.

Q : charge d'exploitation.

$$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n) \qquad \textbf{(CBA 93)}$$

Avec :

n: nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \ldots\ldots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Nivea de plancher	surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m^2)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q0$	1
P5	Q_2	$\Sigma_0= Q_1+Q_2$	3.5
P4	Q_3	$\Sigma_3= Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$	5.75
P3	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$	7.75
P2	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9.5
P1	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11
P_{RDC}	Q_7	$\Sigma_7= Q0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12.25

Tableau II.8: Loi de dégression.

II .4.4/ Les efforts normaux ultimes et résistants :

Notre bâtiment comporte des traves solidaires supportées par deux files des poteaux de rive et plusieurs files de poteaux intermédiaires, donc l'effort doit être majoré de (10%) pour le poteau.

Effort normal ultime d'un poteau: $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u \end{cases}$

Niveau	G(KN)		Q(KN)		NU(KN)	1.1NU(KN)
	1.35G	$G_{cumulé}$	1.5Q	$Q_{cumulé}$		
6	161.23	161.23	23.98	20.23	181.46	199.60
5	155.41	316.64	83.94	91.05	407.69	448.45
4	155.41	472.05	137.91	207.4	679.45	747.39
3	159.62	631.67	185.88	364.22	995.89	1095.47
2	159.62	791.29	227.85	556.45	1347.74	1482.51
1	159.62	950.91	263.83	779.03	1729.94	1902.93
RDC	165.13	1116.04	293.81	1026.9	2142.94	2357.23

Tableau II.9: Détermination de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau.

II .4.5/Vérification de la section du poteau:

Niv	Section (cm^2)	$A = \frac{B}{1000}$ **(mm^2)**	L_f **(m)**	λ	α	B_r (mm^2)	N_u (kN)	$\bar{N}u$ (kN)	$N_u < \bar{N}u$
6	35*35	122.5	2.52	24.91	0.772	108900	199.60	1589.76	C.V
	50*50	250.0	2.52	17.43	0.810	230400	199.60	2068.43	
5	35*35	122.5	2.52	24.91	0.772	108900	448.45	1589.76	C.V
	50*50	250.0	2.52	17.43	0.810	230400	448.45	2068.43	
4	35*35	122.5	2.52	24.91	0.772	108900	747.39	1589.76	C.V
	50*50	250.0	2.52	17.43	0.810	230400	747.39	2068.43	
3	40*40	160.0	2.52	21.79	0.789	144400	1095.47	2153.75	C.V
	55*55	302.5	2.52	15.85	0.816	280900	1095.47	4330.56	
2	40*40	160.0	2.52	21.79	0.789	144400	1482.51	2153.75	C.V
	55*55	302.5	2.52	15.85	0.816	280900	1482.51	4330.56	
1	40*40	160.0	2.52	21.79	0.789	144400	1902.93	2153.75	C.V
	55*55	302.5	2.52	15.85	0.816	280900	1902.93	4330.56	
RRC	45*45	202.5	2.52	19.37	0.801	184900	2357.23	2799.10	C.V
	60*60	360.0	2.52	14.53	0.822	336400	2357.23	6354.84	

Tableau II.10: Vérification de la section du poteau de chaque niveau.

II .4.6/Vérification selon le RPA99 (Art 7.4.1):

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1, h_1) ≥ 30cm
- Min (b_1, h_1) ≥ he/20
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

❖ pour les poteaux carres

➢ Pour le poteau de section (60x60) on a:

- Min (60,60)= 60cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (60,60)= 60cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 60/60=1 < 4 **(c.v)**

➢ Pour le poteau de section (55x55) on a:

- Min (55,55)= 35cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (55,55)= 35cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 55/55=1 < 4 **(c.v)**

➢ Pour le poteau de section (50x50) on a:

- Min (50,50)= 35cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (50,50)= 35cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 50/50=1 < 4 **(c.v)**

➢ Pour le poteau de section (35x35) on a:

- Min (35,35)= 35cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (35,35)= 35cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 35/35=1 < 4 **(c.v)**

➢ Pour le poteau de section (40x40) on a :

- Min (40,40)= 40cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (40,40)= 40cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 40/40=1 < 4 **(c.v)**

➢ Pour le poteau de section (45x45) on a :

- Min (45,45)= 45cm ≥ 30cm **(c.v)**
- Min (45,45)= 45cm > 360/20 = 18cm **(c.v)**
- 1/4 < 45/45 < 4 **(c.v)**

❖ pour les poteaux circulaires :

- D ≥ 35 cm
- D ≥ he/15

Alors:

➢ Le poteau de diamètre D= 35cm :

- D= 35cm ≥ 35 cm **(c.v)**
- D=35cm ≥ 360/15= 24,00cm **(c.v)**

➢ Le poteau de diamètre D=40cm :

- D= 40cm ≥ 40 cm **(c.v)**
- D=40cm ≥ 360/15= 24,00cm **(c.v)**

➢ Le poteau de diamètre D= 45cm :

- D= 45cm ≥ 45 cm **(c.v)**
- D=45cm ≥ 360/15= 24,00cm **(c.v)**

Conclusion: Toutes les vérifications du RPA99 version 2003 sont vérifiées

II.4.7/ Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $\mathbf{b}_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d_{max} \leq (b_1/2; h_1/2)$

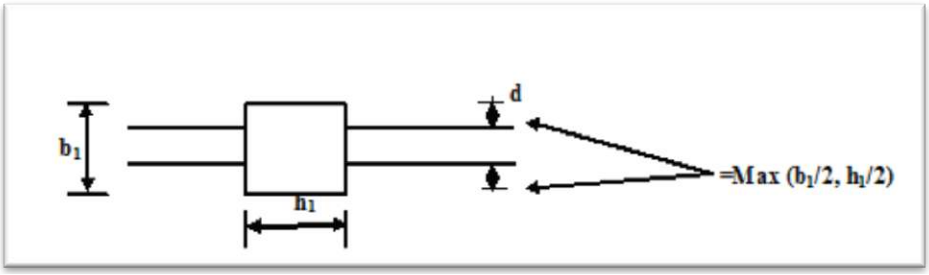


Figure II.8 : les poutres secondaires

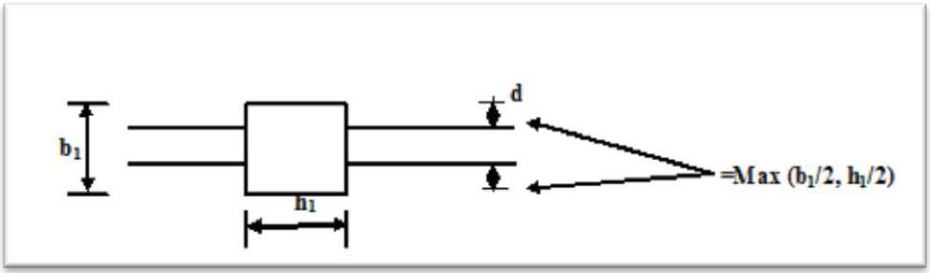


Figure. II.9 : les poutres principales

	b_{Max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{Max} \leq (1.5h_1+b_1)$	d (cm)	$Max(b_1/2,h_1/2)$	$d_{Max} \leq max(b_1/2,h_1/2)$
Les poutres principals	35	45	45	Oui	5	22.5	Oui
Les poutres secondaires	25	35	35	Oui	5	17.5	Oui

Tableau II.11: vérification aux zones nodales.

II.5/ Les voiles:

Les voiles sont des éléments en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage ′ h_e′ et des conditions de rigidité aux extrémités.

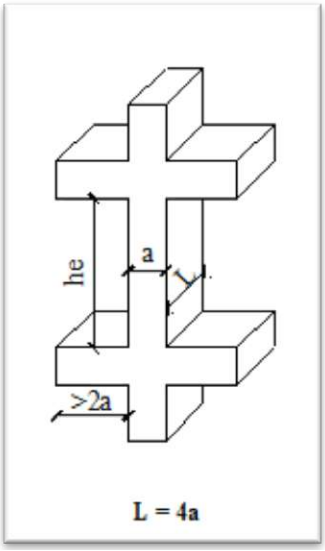


Fig. II.10: Coupe de voile en élévation.

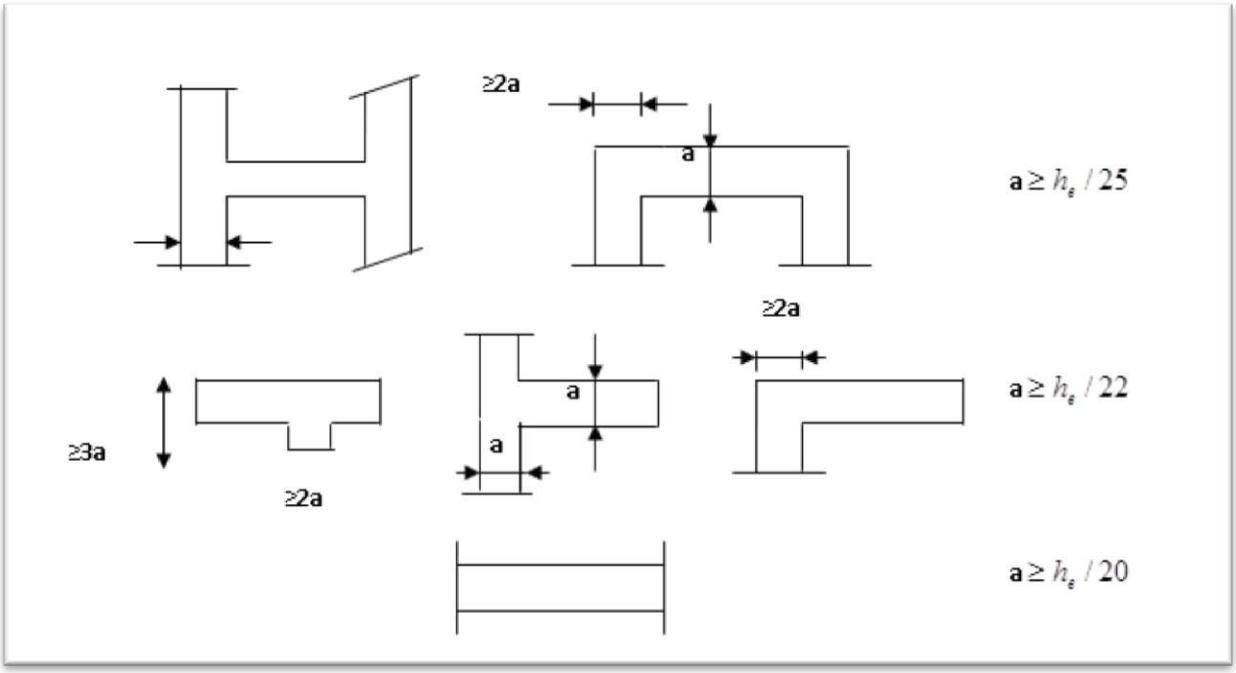


Fig. II.11: coupes de voiles en plan.

II.5.1/ Pré dimensionnement des voiles :

- Pour notre structure:

a ≥ Max (15cm; he/25; he/22; he/20). (RPA99 Art 7.7.1)

Le cas le plus défavorable:

h_e = 3.6m.

Alors:

a ≥ Max (15, 14.5, 16.5, 18) cm=18cm.

On prend: a=18

- D'après le « RPA 99 version 2003 » : a_{min}=15

a =18cm>a_{min}=15cm……vérifié

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III/calcul des éléments secondaires :

III .1/L'acrotère :

L'acrotère à considérer comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante. Le calcul se fait pour une bande de 1m.

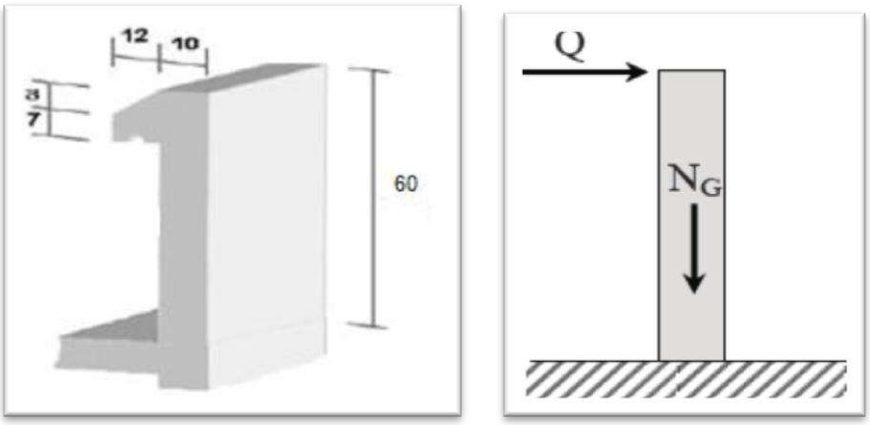


Figure III.1.schéma de L'acrotère.

III.1.1/Évaluation des charges et surcharges :

Charge permanent
Poids propre : G = [(0,6×0,1) + (0,07×0,12) + (0.03×0.12) / 2]×25×1 =1,755 KN
Charge d'exploitation
Q=1KN

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges.

III.1.2/calcul des efforts :

	l'E.L.U	**l'E.L.S**
Effort normal	N_U =1,35×G = 2, 369KN	N_{ser} = G =1,755 KN
Moment d'encastrement	M_U =1,5.Q.h = 0,90 KN.m	M_{ser} = Q×h = 0,6 KN.m
Effort tranchant	T_U =1,5.Q = 1,5 KN	T_U = Q =1 KN

Tableau III.2.détermination Les efforts

III.1.3/ Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

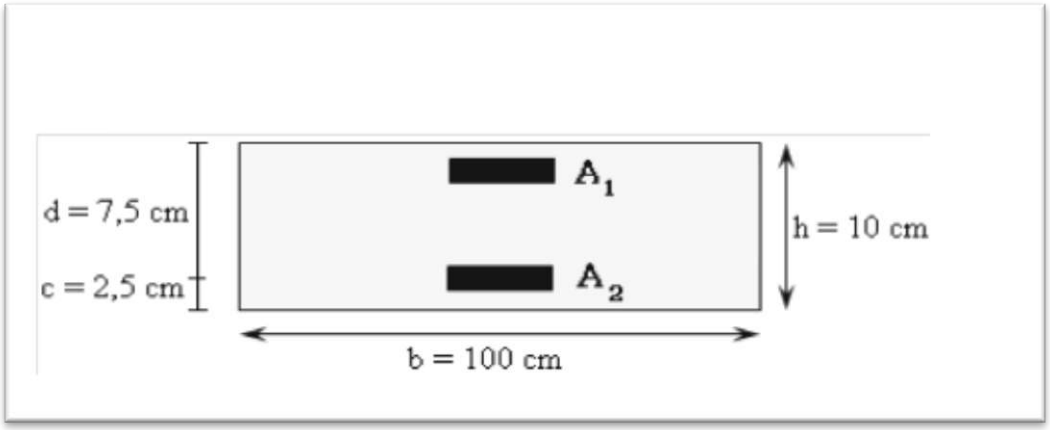


Figure III.2 : Notation pour le calcul du ferraillage

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7 ,5 cm
f_e	400 MPa	c	2,5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tableau III.3. Les données.

A) A l'E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} = 38\ cm \Leftrightarrow e_0 = 38cm$$

Où l'enrobage est: c= c’ = 2,5 cm

On a e_0=38 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

Le calcul sera en flexion simple à l'état limite ultime.

♦ **Calcul du moment de flexion:**

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

$e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 0{,}405$ m.

$M1 = N \times e \Rightarrow M1 = 0{,}96$ KN.m

♦ **Calcul des armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0.012 \langle \mu_e = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

Alors: $B = 0.994$; $\alpha = 0.0151$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta.d.\overline{\sigma_S}} \Rightarrow A_1 = 0.370 cm^2$$

Comme N est un effort de compression, alors:

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_S} \Rightarrow A = 0.302 cm^2.$$

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

Donc :

A= 0.302cm^2

A'= 0 cm

♦ **Condition de non fragilité: (CBA93 A.7.1.2) :**

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

Donc: $A=A_{min}= 1cm^2$ On adoptera $A=4HA8=2.01cm^2$

♦ **Armature de répartition:**

$$\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \le A_r \le 1.00.$$

On prendra : A_r=3HA8=1.50cm^2

♦ **Espacement:**

- Armatures verticales: $S_v = 25cm \le S_{min} = Min[3h = 30; 33cm] = 30cm$
- Armatures de répartition: $S_r = 33cm \le S_{min} = Min[4h = 40; 45cm] = 40cm$

B/ A L'E.L.S:

$N_{ser} = 1.755KN$, $M_{ser} = 0.6KN.m$

➢ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_0 = 34.19cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5cm < e_0 = 34.19cm .$$

On doit vérifier l'inégalité suivante:

$$e_0 \ge \frac{I_G}{B_0 \nu_2}$$

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15cm^2$$

$$\nu_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + A_S d)\right] \Rightarrow \nu_1 = 5.073cm$$

$$\nu_2 = h - \nu_1 \Rightarrow \nu_2 = 4.927cm$$

$$I_G = \frac{b}{3}\left(\nu_1^3 + \nu_2^3\right) + 15\left[A(\nu_2 - c)^2 + A'(\nu_1 - c)^2\right] \Rightarrow I_G = 8516.25cm^4$$

Donc:

$$\frac{I_G}{B_0 \nu_2} = 1.677cm$$

$$\Rightarrow e_0 = 34.19cm > \frac{I_G}{B_0 V_2} = 1.67cm \Rightarrow$$ La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases} \sigma_b = k y_1 & k = \dfrac{N_{ser}}{S_{G'}} \\ \sigma_s = 15k(d - y_1) \end{cases}$$

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tels que: $y_1=y_2+c$

C = h/2-e = -29. 19 cm < 0

C: la distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "Ce"

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C) = -2489.80cm^2$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2 = 47307.84cm^2$$

(*) Devient: $y_2^3 - 2489.8y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.39x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171°.87 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34cm \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

Avec : y_1: la distance entre la fibre la plus comprimée du béton et l'axe neutre.

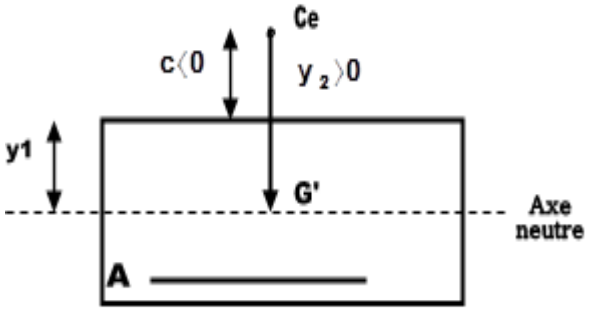
Finalement, on trouve :

$y_2' = 31.20$ cm

$y_2'' = 26.34$ cm rejetée comme valeur ($y_2+c < 0$)

$y_2''' = -57.54$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 31.20 + (-29,19) = 2.01$ cm < h = 10 cm



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

$$S_{xx'} = 36.48 cm^{\ 3}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1775}{3648} = 0.0481\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967 MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.67 MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$$\sigma_s = 39.61\ MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\ MPa$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant:

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow F = -11.83 KN < 0$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

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

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

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

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

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante: $F_p = 4AC_pW_p$ **(*Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003*).**

- **A:** coefficient d'accélération (groupe d'usage 2, zone II_a)
- **C_p**: facteur de force horizontal (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1*)
- **W_p**: poids propre de l'élément de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A = 0,25 ; C_p = 0,8 ; W_p= 1.755 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.755 \Rightarrow F_p = 1,404$ KN < 1,5Q = 1,5KN **(c.v)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

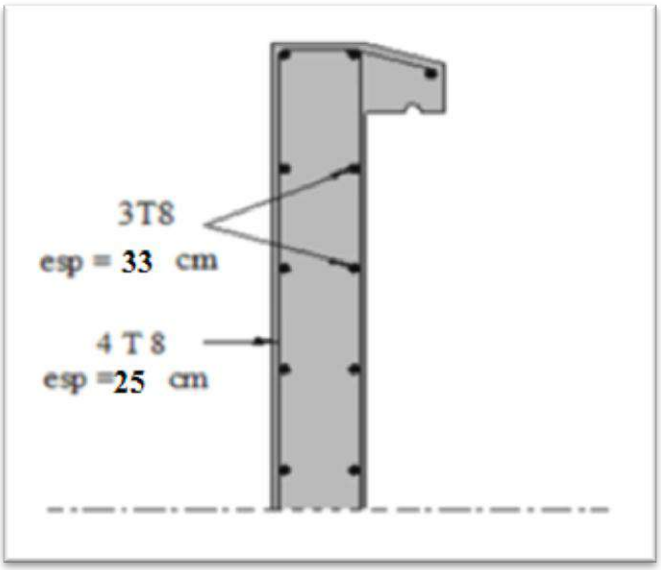


Figure III. 3.Ferraillage de l'acrotère

III.2/ Planchers:

III.2.1/ Introduction:

Les plancher à corps creux est constitué d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur coulée sur un ensemble préfabriqué de poutrelles et de corps creux de dimension (20*65).

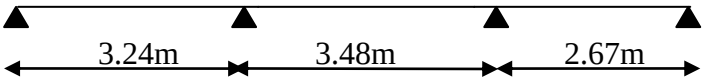
III.2.2/ Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L.

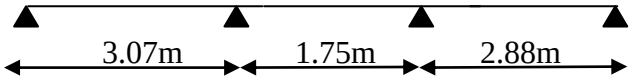
On a un seul type des poutrelles à étudier :

- **les poutrelles à trois travées :**

1. **Type A**



2. **Type B :**



III.2.3/ Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L - L_0 = 65 - 53 = 12cm$

B_0 : Largeur de la poutrelle.

L et L_0 sont les dimensions du corps creux.

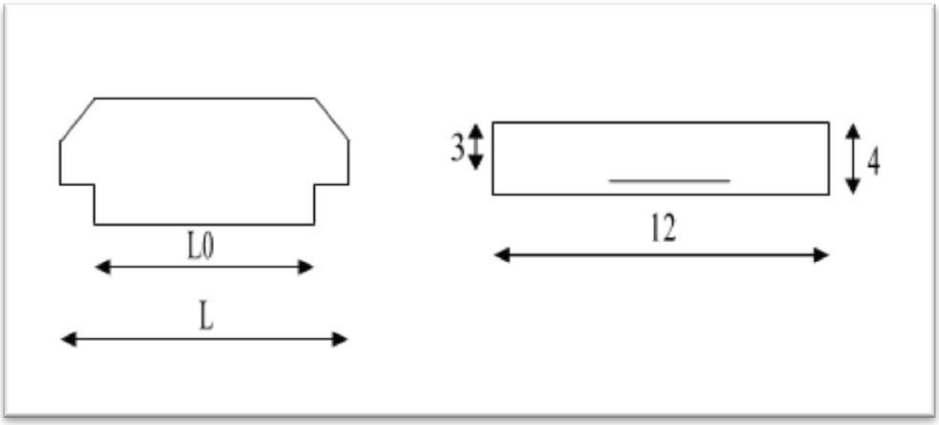


Figure III.4. Dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression

A/ calcul des poutrelles avant coulage du béton :

Avant le calcul de la table de compression la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur les deux extrémités elle supporte son poids propre, le corps creux, la surcharge de l'ouvrier et le poids des matériaux.

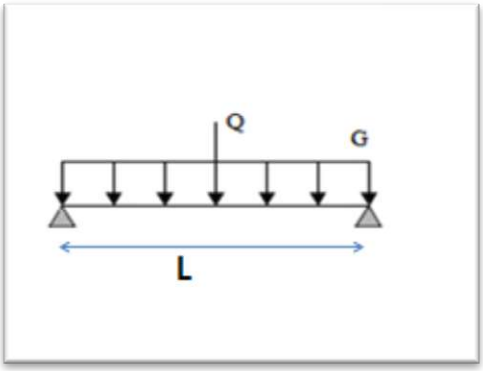


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

A.1/Evaluation des charges et sur charges :

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
3.48	1.74	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	
3.07	1.53	0.77	

Tableau III.4: Charges permanents et surcharges exploitation des poutrelles.

A.2/ Calcul des moments:

	Moments
3.48	$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.16KN.m$
	$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.51KN.m$
	$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 3.83KN.m$
3.07	$M_G = \frac{GL^2}{8} = 0.90KN.m$
	$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.17KN.m$
	$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 2.97KN.m$

Tableau III.5: Moments statiques des poutrelles.

A.3/Calcul du ferraillage:

- L= 3.48m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{3.48 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 2.26 \gg \mu_l = 0.392$$

μ = 2.26> μ_l = 0,392 => $A_s \neq 0$

- L=3.07m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{3.07 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 2.00 \gg \mu_l = 0.392$$

μ = 2.00> μ_l = 0,392 => $A_s \neq 0$

Conclusion :

Comme la section est très faible, il est impossible de placer des armatures de compression du point de vue pratique. Pour cela, il faut prévoir un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la table de compression.

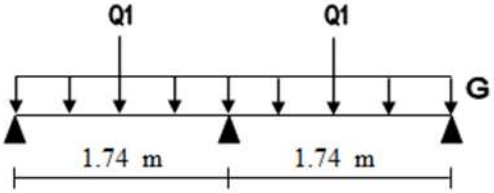
✓ **Calcul des étaiements:**

➢ **Pour poutrelles A :**

❖ **Pour un seul étai au milieu:**

G= 0.77 kN/ml

Q_1=Max [1kN; 0, 5×1.74 = 0.87kN] =1KN



M_G= 0.29 KN.m

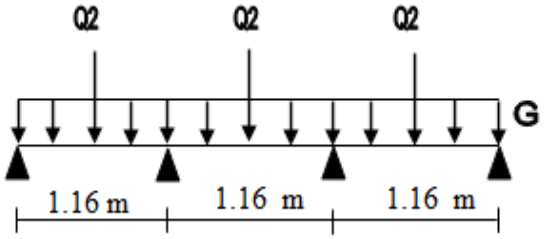
M_Q=0.44 KN.m

$\Rightarrow M_U$=1.05 KN.m

D'où: $\mu = \frac{1.05 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 30^2} = 0.684 \geq \mu_l = 0.392$ **(c.n.v)**

On ajoute un autre étai

❖ **Pour deux étais:**



G= 0.77 kN/ml

Q_2= 1kN

M_G=0.13 KN.m

M_Q=0.29KN.m

$\Rightarrow M_U$=0.61 KN.m

D'où: $\mu = \frac{0.61 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 30^2} = 0.397 \geq \mu_l = 0.392$ **(c.n.v)**

❖ **Pour trois étais :**

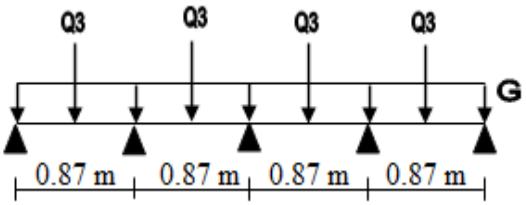
G=0.77KN/ml

Q= 1KN

M_G= 0.07KN.m

M_Q= 0.22 KN.m

$\Rightarrow$ M=0.42KN.m



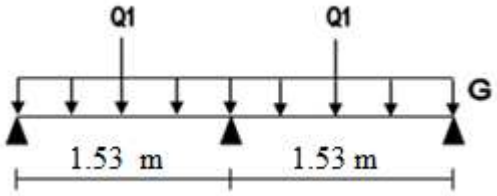
D'où:

$\mu = \frac{0.42 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 30^2} = 0.273 \leq \mu_l = 0.392$ **(c.v)**

Résultats : trois étais d'un espacement de 87cm suffisent pour éviter la flèche des poutrelles (A).

- **Pour poutrelles B :**

  - **Pour un seul étai au milieu:**



G= 0.77 kN/ml

Q_1=Max [1kN; 0, 5×1.53=0.78KN] =1KN

M_G=0.23 KN.m

M_Q=0.39 KN.m

$\Rightarrow M_U$=0. 89 KN.m

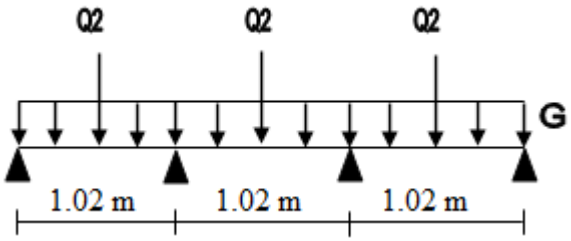
D'où: $\mu = \dfrac{0.89 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 30^2} = 0.580 \geq \mu_l = 0.392$ **(c.n.v)**

On ajoute un autre étai

  - **Pour deux étais:**

G= 0.77 kN/ml

Q_2= 1kN



M_G=0.10KN.m

M_Q=0.26 KN.m

$\Rightarrow M_U$=0.52 KN.m

D'où: $\mu = \dfrac{0.52 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 30^2} = 0.339 \leq \mu_l = 0.392$ **(c.v)**

Résultats : deux étais d'un espacement de 1.02cm suffisent pour éviter la flèche des poutrelles B.

B/ Calcul après coulage:

B.1/Méthode de calcul:

B.1.1/la méthode CAQUOT :

Moment isostatique Mo		$M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Moment en travée Mt		$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$M_A = 0{,}2M_0$
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	$0.8l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$

Tableau III.6**:** méthode caquot.

Avec:

- M_o: moment isostatique.
- M_w; Me: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w: longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e: longueurs de travées fictives à droite. :
- l : représente la portée de la travée liber.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e: Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

B.2/ Calcul des charges et surcharge:

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,32*0,65 = 4,10	1*0,65 = 0,65	6.52	4.75
Plancher courant	6,00*0,65 = 3.90	2.5*0,65=1.62	7.70	5.52
	6.00*0.65 = 3.90	4.0*0.65 = 2.60	9.71	6.50

Tableau III.7**:** Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

Remarque :

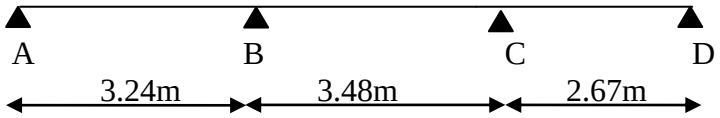
Le calcul du ferraillage se fait pour les poutrelles du plancher courant car la charge d'exploitation et selon le nombre des travées.

B.3/Sollicitations de calcul:

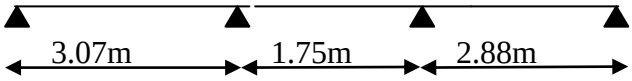
On a un seul type des poutrelles dont la solution se fait par la méthod caquot

A/Determination des moments à l'Etat Limite Ultime:

1. **Type A**



2. **Type B :**



	Travées	M_o (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
Type (A)	A – B	10.10	2.02	8.35	4.91	10.52	-14.42
	B – C	11.65	8.35	7.56	3.69	13.62	-13.17
	C – D	8.65	7.56	1.73	4.00	15.14	-10.77
Type (B)	A –B	9.07	1.81	6.41	4.96	10.32	-13.31
	B – C	2.94	6.41	6.95	-3.74	6.42	-7.04
	C – D	10.06	6.95	2.01	5.58	15.69	-12.26

Tab III.8: moment fléchissant et effort tranchant de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.U.

Type A:

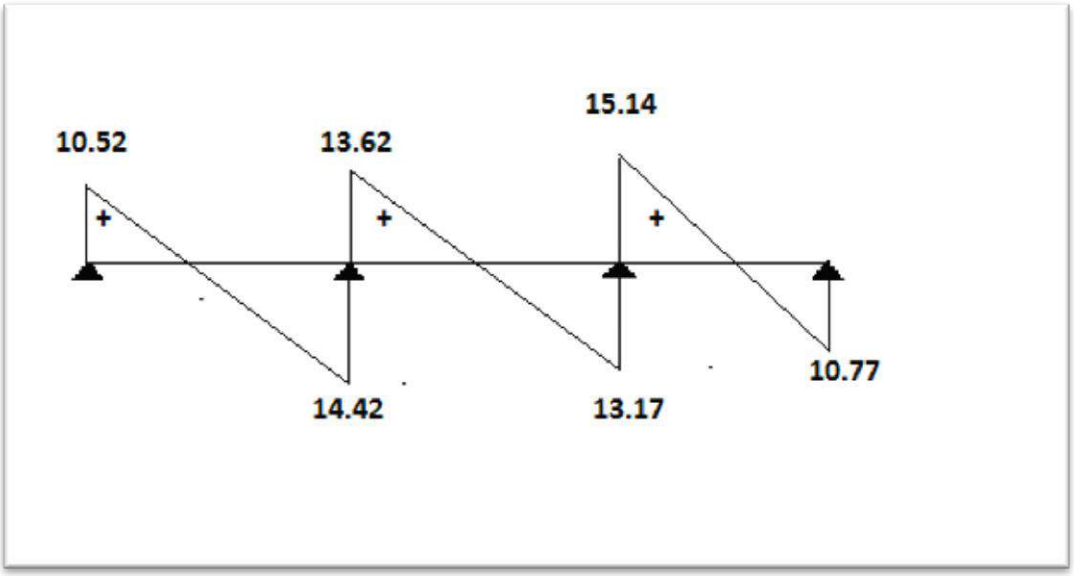


Figure III.6**:** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

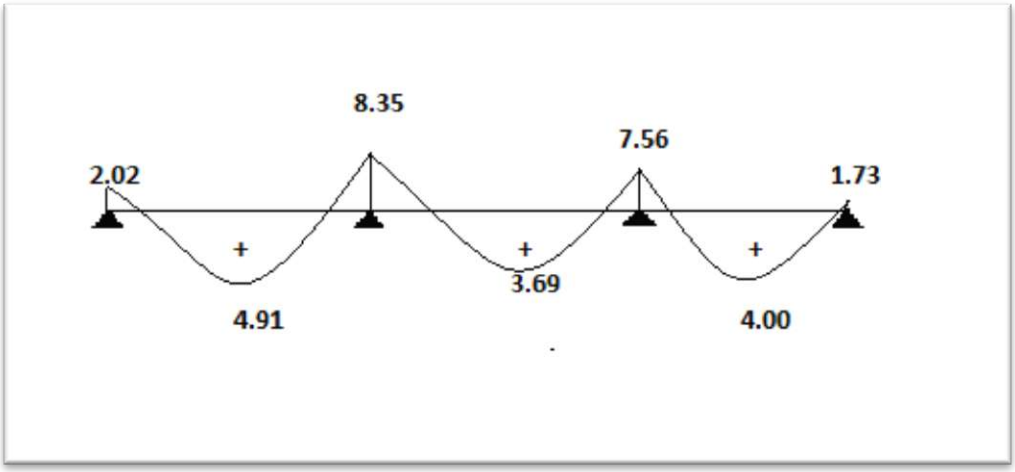


Figure III.7**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

Type B :

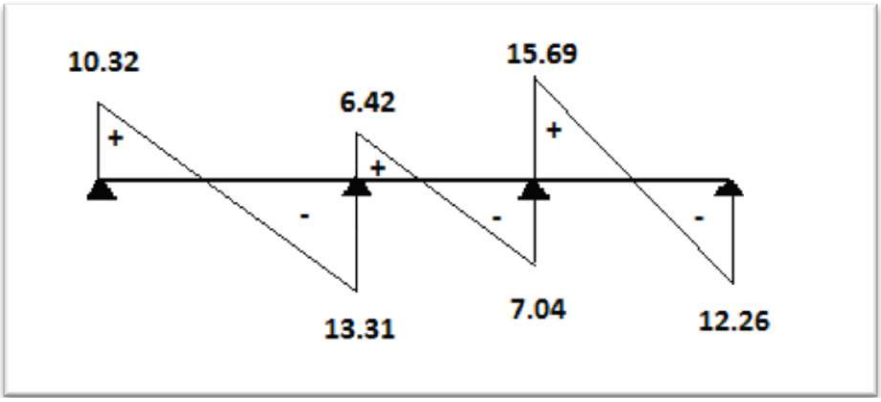


Figure III.8**:** Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

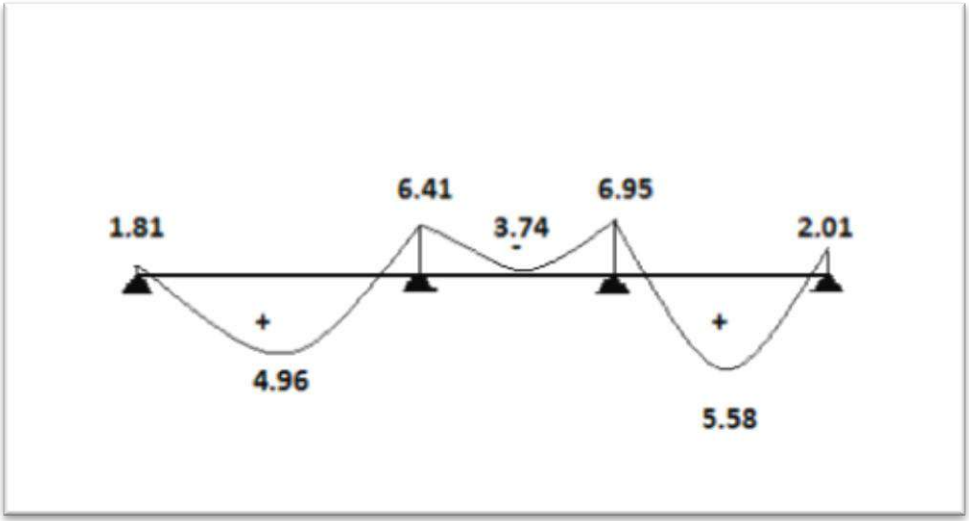
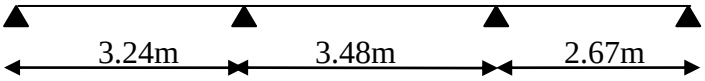


Figure III.9: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

B/Determination des moments à l'Etat Limite de Service:

- **Type A :**



Travées	AB	BC	CD
M_0 (KN.m)	7.24	8.35	5.79
M_w (KN.m)	1.44	5.98	5.23
M_e (KN.m)	5.98	5.23	1.15
M_t	3.53	2.74	2.6

TableauIII.10**:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

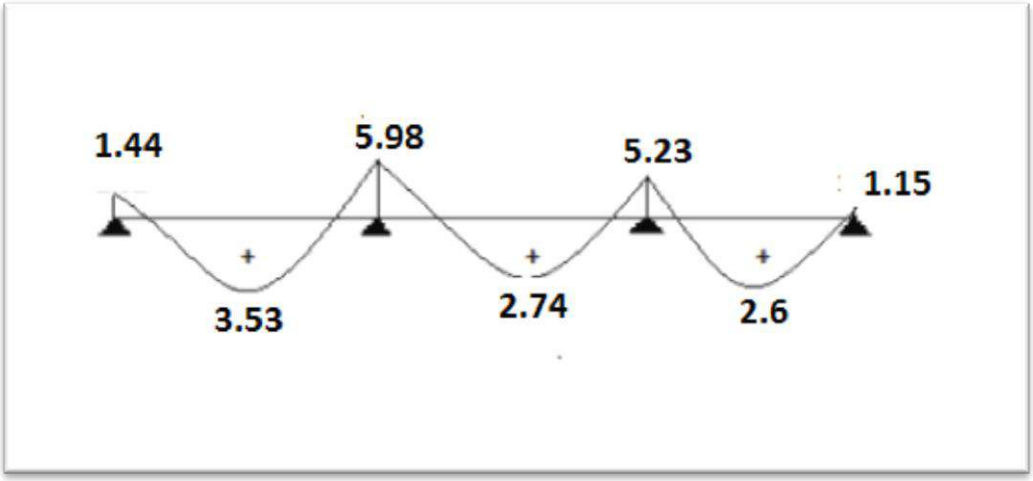
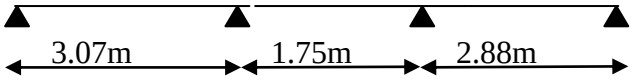


Figure III.10**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

- **Type B :**



Travées	AB	BC	CD
M_0 (KN.m)	6.50	2.11	6.73
M_w (KN.m)	1.30	4.60	4.68
M_e (KN.m)	4.60	4.68	1.34
M_t	3.55	-2.53	3.72

Tableau.III.11**:** Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

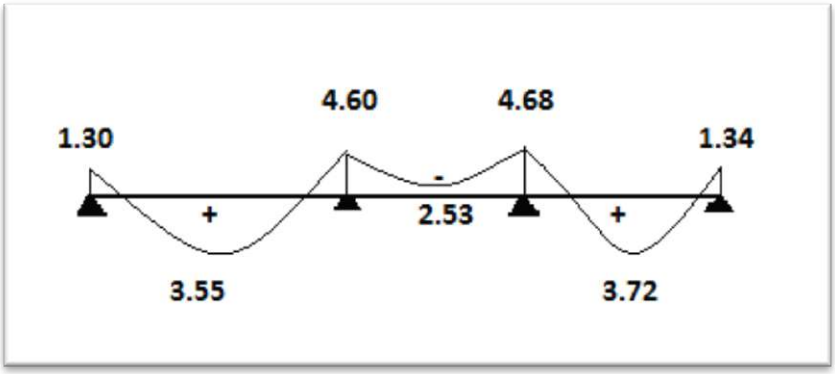


Figure III.11**:** Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

Récapitulations :

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

	ELU			**ELS**	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (kN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	8.35	5.58	15.69	5.98	3.72
référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3 travées

Tableau III.12 **:** Récapitulations des éfforts

B.4/Ferraillage des poutrelles :

❖ **A L'E.L.U :**

a. Calcul des armatures longitudinales:

D'après le calcul des moments on prend le même ferraillage suivant le maximum des moments sur les appuis et en travée.

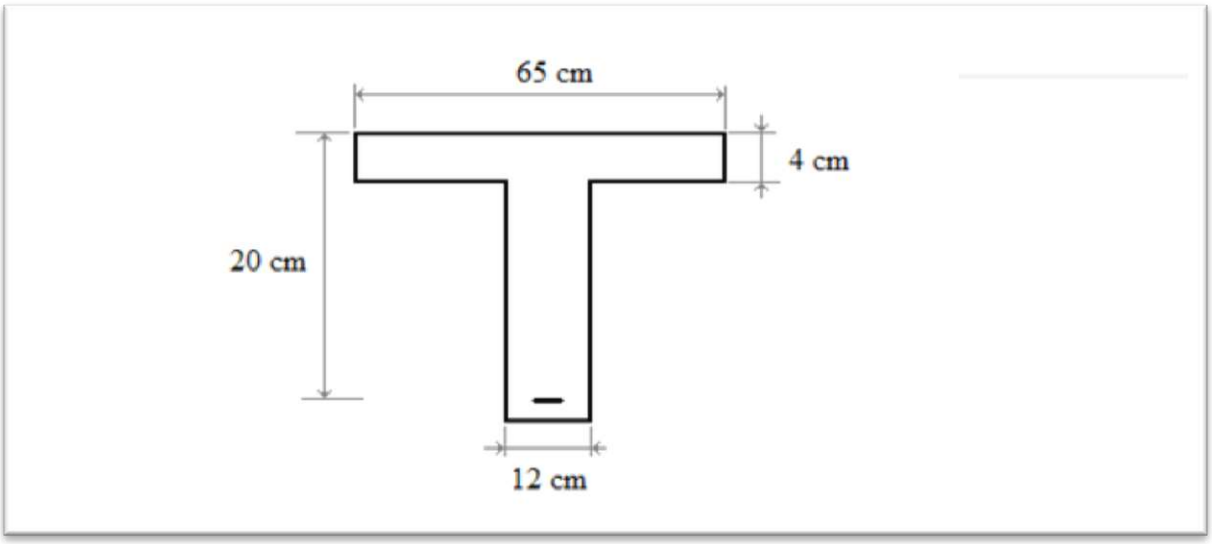


Figure III.12 :les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	20 cm
f_{t28}	2,1 MPa	h_0	4 cm
f_e	400 MPa	b	65 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	b_0	12 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	d	18 cm
γ_b	1.5	γ_s	1.15

Tableau III.13 **:**les donneés.

- **En travées**:

on a: M_t=5.58 KN.m

❖ **Position de l'axe neutre:**

$M_0=\overline{\sigma}_b .h_0.b. (d-\frac{h_0}{2}) =59,07$ KN.m

M_0=59,07 KN.m > M_t=5.58KN.m

L'axe neutre passé par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire.

Le calcul des sections d'acier est résumé dans le tableau suivant :

	M_u (KNm)	μ	α	β	A (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	5.58	0.018	0.0227	0.991	0.90	3HA10 2.35	0	1.30
En appuis	8.35	0.151	0.0667	0.973	2.05	2HA12 2.26	0	0.24

TableauIII.14 **:** Détermination des sections d'acier des poutrelles

- **Condition de non fragilité** :
  - **En travée :**

$$A_{min} = \frac{20 \times 65}{1000} = 1.30 cm^2 \quad < A_t = 2.35\ cm^2 \qquad (c.v)$$

  - **En appuis :**

$$A_{min} = \frac{20 \times 12}{1000} = 0.24 cm^2 \quad < A_a = 2.26\ cm^2 \qquad (cv).$$

b. Calcul des armatures transversales:

- **Diamètre des armatures transversales :**

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

On adopt: $\phi_t = 6$ mm.

$$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0,28\ cm^2$$

a_t : section d'une barre transversale.

n_t : le nombre de barre .$n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0,56\ cm^2$ $A_t = 2T6$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\ 40\,cm] = 16,20cm$$

On adopt: $S_t = 15cm$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0.726\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0.726\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ldots..(\text{c.v})$$

- **Vérification au voisinage de l'appui :**
  - **Appui de rive :**

$$\frac{2\times T_u}{b_o \times a} \le 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{d'où} \quad T_u \le 0{,}4\times a\times b_o\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min\left[b-2-c;0{,}9d\right] = 16.2cm$$

$$T_u = 15.69KN < 129{,}6KN \ldots\ldots\ldots\ldots..(\text{c.v})$$

  - **Appuis intermidiaire :**

$$\left|M_u\right| > 0{,}9\times T_u \times d \Rightarrow \left|M_u\right| = 8.35KN.m > 2.54KN.m \ldots\ldots.(\text{c.v})$$

- **Section minimale d'armature transversales :**

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

$$\begin{cases} k = 1 \;\; pour \;\; la \;\; flexion \;\; simple \\ \alpha = 90^0 \;\; pour \;\; les \;\; armatures \;\; transeversales \end{cases}$$

$$\frac{0.56\times 10^2}{120\times 150} = 0.0031 \ge \frac{1.15(0{,}726 - 0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 235\times(0+1)} = 0{,}0005 \qquad (\text{c.v})$$

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4\times b_0 \times S_t}{F_e}$$

	M_{ser} (KN.M)	A (cm^2)	y	I (cm^4)	K	σ_b	$\overline{\sigma}_b$
En travée	3.72	2.35	3.9	8293.93	0.044	0.17	15
En appuis	5.98	2.26	6.67	13073.8	0.046	0.30	15

Tableau III.15 : Vérification de la contrainte à l'E.L.S

$$A_{t\,min} \geq \frac{0.4 x b_0 x S_t}{Fe} = \frac{0.4x12x15}{235} = 0.30 \ cm^2$$

$$A_t = 0{,}56\ cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}30\ cm^2 \qquad \text{(c.v)}$$

- **Vérification de la flèche**:

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.48} = 0.0574 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{(cnv)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0588 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.0319 \qquad \text{(cv).}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.010 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \qquad \text{(cnv)}$$

On doit passer au calcul des flèches;

- **Evaluation détaillée de la flèche :**

L = 3.48m

3.48m<5m => $\bar{f} = \frac{L}{500}$ =0.69cm

❖ **Vérification à L'ELS:**

Il faut vérifier que: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$S_{xx'}$ =26.5>0 donc l'axe neutre est la table de compression. La vérification se fait dans le tableau suivant :

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

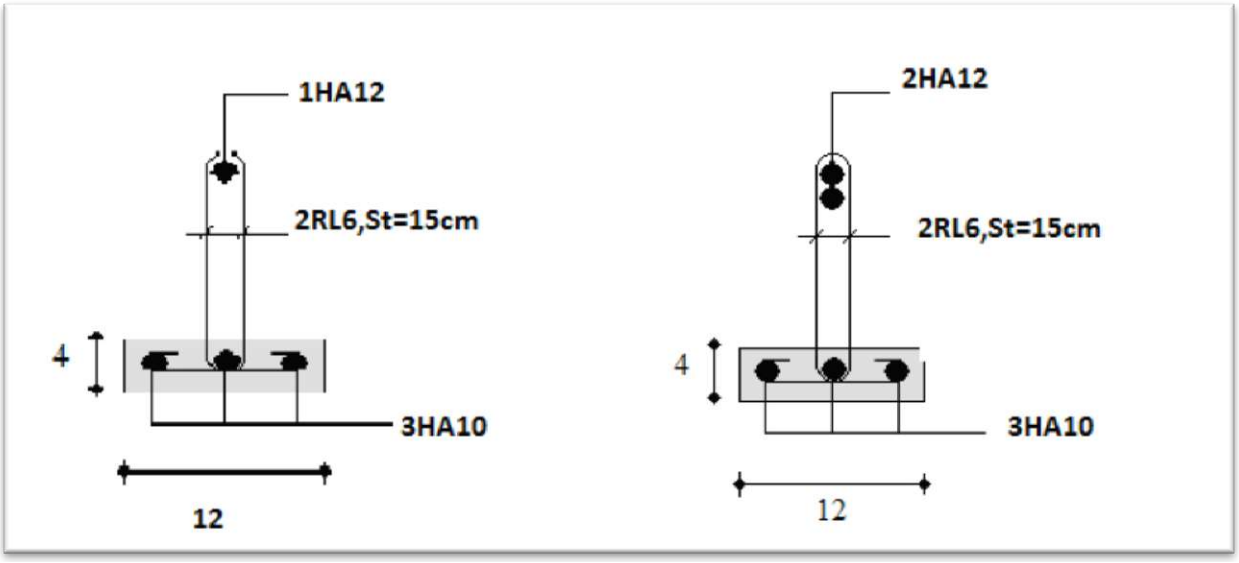


Figure III.13**:** ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à droite), en travée (à gauche)

III.2.4/Ferraillage de la dalle de compression:

la dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

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

$A_{\perp}$: 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 soudées 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: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,cm^2$

  esp = 20 cm.

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

- On choisira: $A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,cm^2$

  esp = 20 cm.

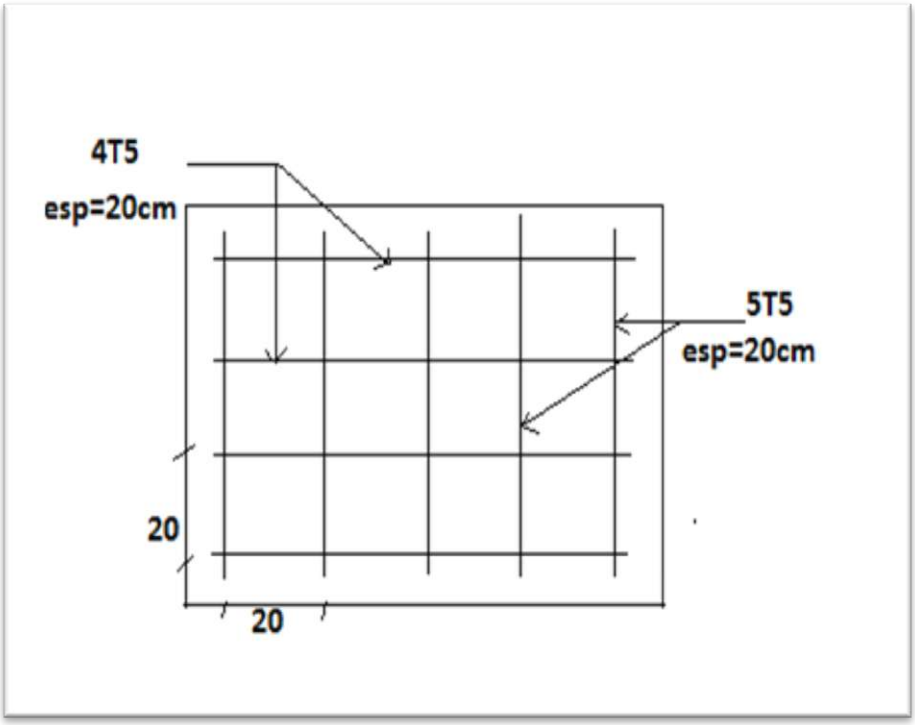


Fig.III.14: Ferraillage de la table de compression

III.4/Calcul des dalles pleines :

III.4.1/Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur deux, trois ou quatre appuis avec ou sans continuité.

Pour notre structure on a deux types des dalles pleines

III.4.2/Méthode de calcul :

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

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont:

- ♦ les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- ♦ les lignes de rupture sont des lignes droites qui se terminent toujours sur les supports de la dalle.
- ♦ Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- ♦ L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

- **Principe de calcul:**

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

a) travail externe :

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

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

$T_{ext} = q.S.f$

Avec:

S: surface de répartition de la charge.

P : Charge totale.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ : Angle de rotation.

Détermination de l'épaisseur :

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II), on adopte :

e_p= 15cm.

III.4. 3/ Evaluation des charges et surcharges :

	G (KN.m)	Q (KN.m)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Plancher terrasse	7.27	1	11.31	8.27
Les étage	6.95	2.5	13.13	9.45

Tableau III.16**:** Détermination des chargements de la dalle pleine.

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 13.13KN/m^2

P_{ser} =9.45 KN/m^2

Dans notre structure, on à des dalles pleines de forme triangulaire, rectangulaire.

- Type 1 : dalles pleines de forme rectangulaires.
- Type 2 : dalles pleines de forme triangulaire.

❖ **La dalle de forme rectangulaire :**

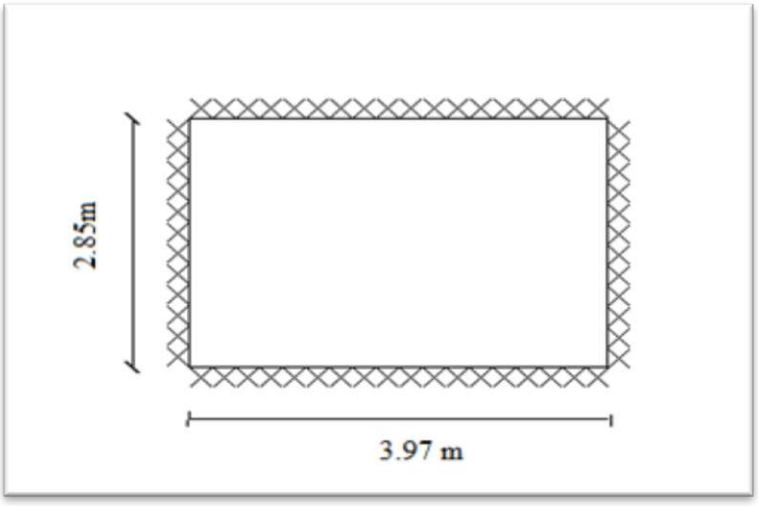


Figure III.15**:** dalle pleine de forme rectangulaire.

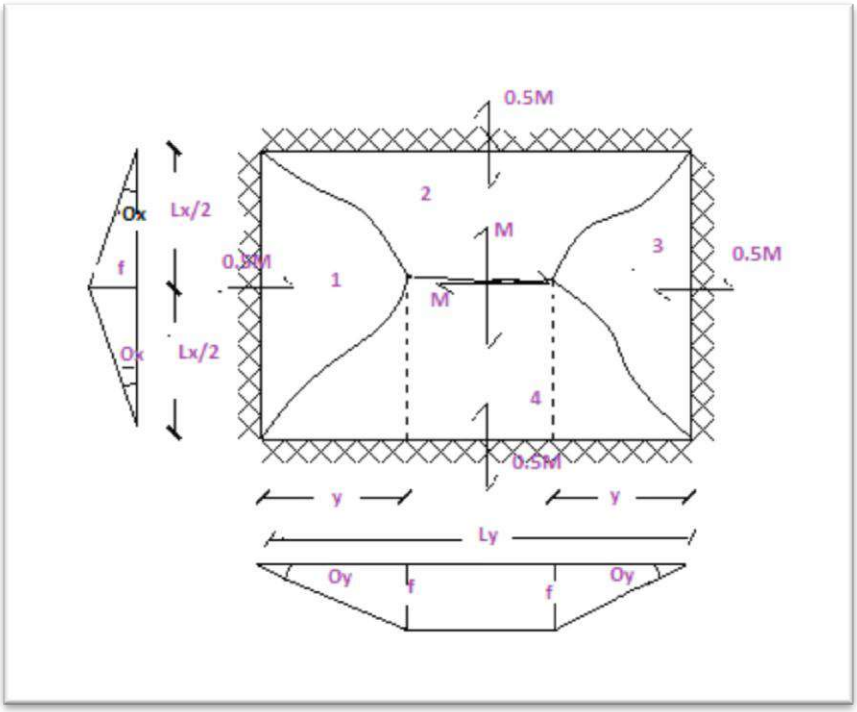


Figure III.16 **:** Efforts dans la dalle pleine de forme rectangulaire.

- **Travail externe :**

$$T_{ext} = T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext} + T^{3}_{ext} + T^{4}_{ext}$$

Avec : $T^{1}_{ext} = T^{3}_{ext}$

$$T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

- **Travail interne :**

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec : $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$

$$T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tg\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{2.58}{y} + 3{,}97\right)}{3{,}97 - \frac{2.58}{3}y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4.66\,y^2 + 4.16\,y - 21.87 = 0 \Rightarrow y = 1.76\,m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0,346 q

$$M_t = 0.346.q = 0.346 \times (13.13) = 4.54\,KNm$$

$$M_a = 0.5.M_t = 0.5 \times 4.54 = 2.27\,KNm$$

❖ **Calcul du ferraillage:**

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

$$\varphi_l = 8\,mm\ ;\ \varphi_t = 8\,mm$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.58}{3.97} = 0.71$. donc la dalle travaille suivant les deux directions

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{0.8}{2} = 12.6\,cm \\ d_y = 12.6 - \frac{0.8 + 0.8}{2} = 11.8\,cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

		M_u KNm	μ	α	B	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Sens x	**En travée**	4.54	0.0201	0.0151	0.994	1.19	0	1.5
	En appuis	2.27	0.0100	0.0075	0.997	0.59	0	1.5
Sens y	**En travée**	4.54	0.0229	0.0176	0.993	1.24	0	1.5
	En appuis	2.27	0.0114	0.010	0.996	0.62	0	1.5

Tableau IV.17: Calcul des sections d'acier de la dalle.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 8 = 2.01\,cm^2 \\ A_y = 4\varphi 8 = 2.01\,cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement:**

$$S_t = 25\,cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 45\,cm, 33\,cm] = 33\,cm$$

5.Vérification de l'effort tranchant:

❖ **Suivant L_x:**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 14.73KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{14.73 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0.116\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \qquad (c.v)$$

❖ **Suivant L_y:**

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3 L_y} = 15.72 KN$$

$$\tau_u = \frac{15.72 \times 10^3}{1000 \times 118} = 0.133\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.06\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = k.y$$

y: la distance entre le centre de gravité et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s^{'} (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s^{'} (y - c)^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

Suivant les deux directions :

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	K (n/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	obs
travée	3.26	2.01	3536.40	0.092	2.4	2.20	C.V
appuis	1.63	2.01	3536.40	0.046	2.4	1.10	C.V

Tableau III.18:vérification de la contrainte

❖ **Vérification de la flèche:**

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L_x} = 0.037 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0087 \ldots\ldots\ldots \text{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b_0.d} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots\ldots\ldots \text{(c.v)}$$

Don les conditions de la vérification de la flèche sont vérifiées.

❖ **La dalle de forme triangulaire :**

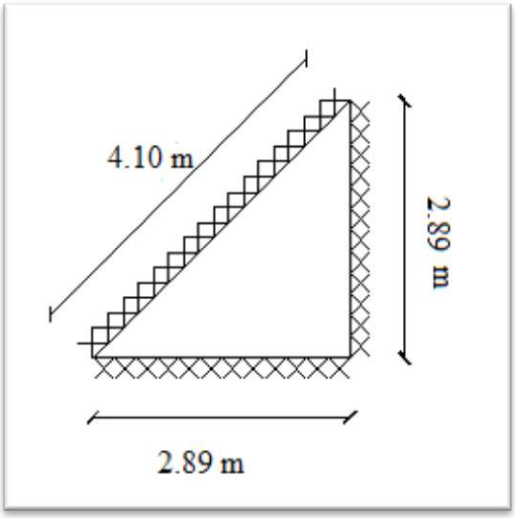


Figure III.17**:** dalle pleine de forme triangulaire.

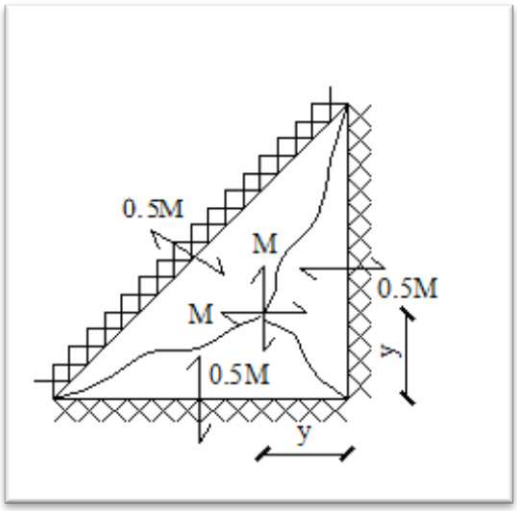
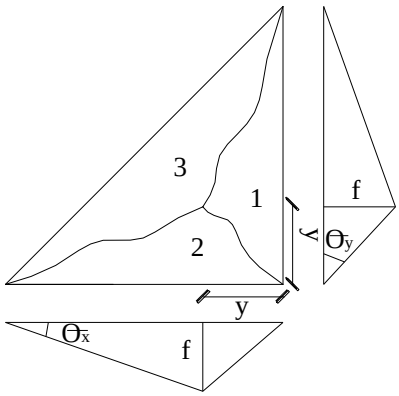


Fig. III.18 **:** Efforts dans la dalle pleine de forme traigulaire

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3}$$

$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext} = q.\left(2.89 \times 2.89 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 1.39.q.f$$



$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3}$$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.\rfloor_x.\theta_y + M.\rfloor_x\theta_y$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.\rfloor_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = 1.5M.\rfloor_y.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{3} = M.\rfloor_x.\theta_y + M.\rfloor_y\theta_x + 0.5M.\rfloor_x.\theta_y + 0.5M\rfloor_y\theta_x$$

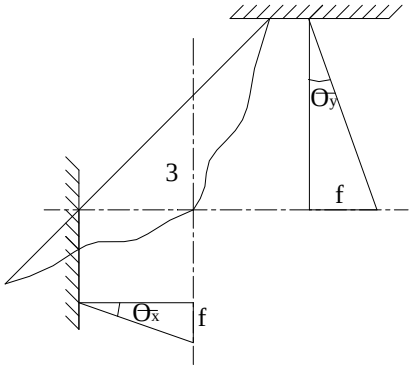
$$T_{int}^{3} = 8.67.M.\frac{f}{2.89 - 2y}$$

$$T_{int} = 2.\left(4.33M.\frac{f}{y}\right) + 8.67M.\frac{f}{2.89 - 2y}$$

- **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = \frac{\left(\frac{8.66}{y} + \frac{8.66}{2.89 - 2y}\right)}{1.39}M$$



Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -17.32y^2 - 25.02y = 0 \Rightarrow y = 1.444m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.185q

$$M_t = 0.185.q = 0.185 \times (13.13) = 2.43KNm$$

$$M_a = 0.5M_t = 0.5 \times 2.43 = 1.21KNm$$

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.89}{2.89} = 1$ donc la dalle travaille suivant les deux directions.

❖ **Calcul du ferraillage:**

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

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

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm ; c = 2 cm.

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

$$\varphi_l = 8\,mm\ ;\ \varphi_t = 8\,mm$$

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \dfrac{0.8}{2} = 12.6cm \\ d_y = 12.6 - \dfrac{0.8+0.8}{2} = 11.8cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \dfrac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \dfrac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

	M_u KNm	μ	A	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	2.43	0.010	0.020	0.992	0.61	0	1.5
En appuis	1.21	0.005	0.010	0.996	0.30	0	1.5
En travée	2.43	0.012	0.025	0.990	0.67	0	1.5
En appuis	1.21	0.006	0.012	0.995	0.33	0	1.5

Tableau III.19: Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire .

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 3\varphi 8 = 1.50\,cm^2 \\ A_y = 3\varphi 8 = 1.50\,cm^2 \end{cases}$

- **Condition d'espacement:**

$$S_t = 32\,cm \le \overline{S}_t = Min[3h = 45cm, 33\,cm] = 33\,cm$$

Vérification de l'effort tranchant: [1]

❖ **Suivant L_x:**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$ et puisque $L_x = L_y$

Donc: $V_{ux} = V_{uy} = \frac{P.L^2}{3L} = \frac{P.L}{3} = \frac{2.89 \times 13.13}{3} = 12.64\,KN$

$$\tau_u = \frac{12.64 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0.100\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ **(c.v)**

❖ **Suivant L_y:**

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$$

$$V_{uy} = 12.64\,KN$$

$$\tau_u = \frac{12.64 \times 10^3}{1000 \times 118} = 0.107\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ **(c.v)**

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

❖ **Suivant L_x:**

A = 1.5 cm² ; M_{ser} = 1.74 KNm ; y = 2.16 cm ; I = 2788.27 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.74 \times 10^6}{2788.27 \times 10^4} \times 21.6 = 1.34\,MPa$$

$$\sigma_b = 1.34\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$$ (c.v)

❖ **Suivant L_y:**

A = 1.50 cm² ; M_{ser} = 1.74 KNm ; y = 2.09 cm ; I =2425.83 cm^4.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \frac{1.74\times10^6}{2425.83\times10^4}\times 20.9 = 1.5\,MPa$$

$$\sigma_b = 1.50\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \quad (c.v)$$

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

Vérification de la flèche:

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

❖ **Suivant L_x:**

1- $\frac{h}{L_x} = 0.03 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.002$ (c.v)

2- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100\times12.6} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

❖ **Suivant L_y:**

1- $\frac{h}{L_x} = 0.03 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.0088$ (c.v)

2- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{1.5}{100\times11.8} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (c.v)

III.5 / Les escaliers:

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

III.5.1/ Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contre marche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 Contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

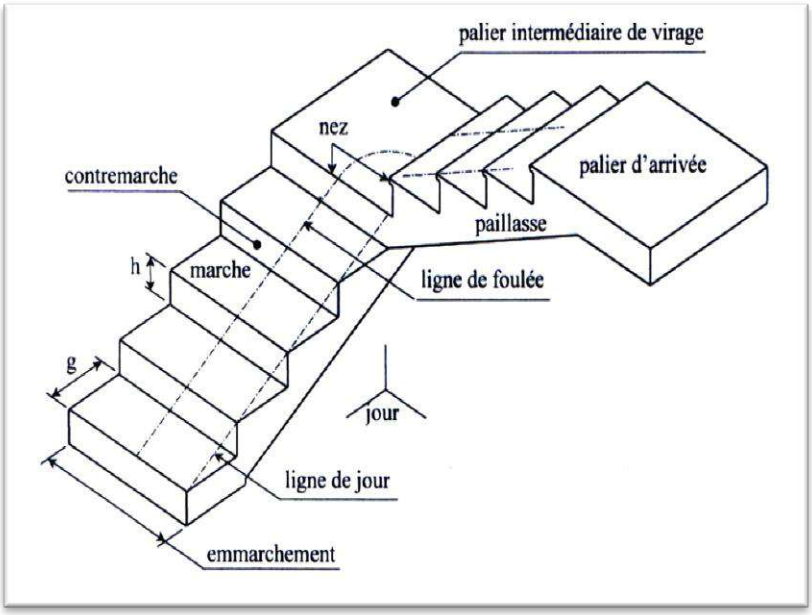


Figure III.19. Représentation d'un escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir 2h+g=64

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

2h+g=64……. (1)

n x h =H ……. (2)

(n-1) g=L…….. (3)

Avec :

n: le nombre des contre marches

(n-1) : le nombre des marches

En remplaçant(2) et (3) dans(1), on obtient :

$64n^2 – n (64+2H+L) +2H=0$

Avec :

n : la racine de l'équation

III.5.2/ Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire.

III.5.2.1/première volée :

Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

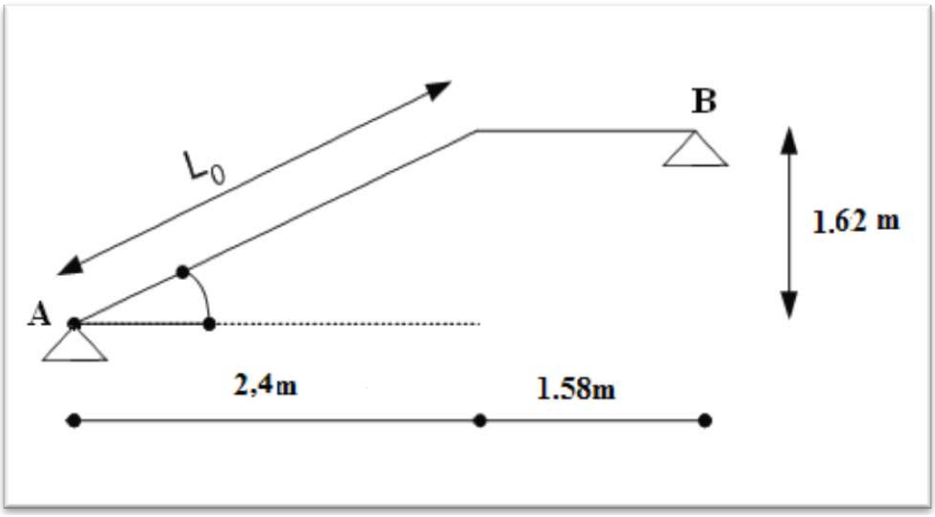


Fig.III.20: Schéma statique de l'escalier.

$64n^2 - 628n + 324 = 0$

- Solution :

$n_1 = 0.54$ …….refusée.

$n_2 = 9$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marches……n=9
- Le nombre des marches……..n-1=8

Alors :

$h = \frac{H}{n}$ =0,18m=18cm

$g = \frac{L}{n-1}$ =0,3m=30cm

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g+2h) \leq 66)\ \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\ \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\ \text{cm} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 2h+g=66\text{cm} \\ h=18\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{cases}$$ *vérifiée*

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Longrightarrow 12.9 \leq e \leq 14.9\text{cm}$$

Avec :

$l = \sqrt{L^2+H^2} + 1.58 = \sqrt{(2.4)^2 + (1.62)^2} + 1.58 = 4.47\text{m}$

On prend donc l'épaisseur e =14cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c.L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{240} = 0.675 \Rightarrow \alpha = 34.01^0$$

III.5.2.1.a/Evaluation des charges :

- **Charges permanentes de la paillasse:**

N^0	**Composants**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la marche	0.18/2	25	2.3
5	Poids propre de la palliasse	0.18/cosα	25	5.48
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**9.26**

Tableau III.20: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

- **Charges permanentes du palier:**

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.89**

Tableau III.21: Evaluation des charges permanentes du palier.

III.5.2.1.b/ Surcharge d'exploitation:

- **Le palier:** $Q = 2.5 KN/m^2$
- **La paillasse:** $Q = 2.5 KN/m^2$

III.5.2.1.c/ Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S:** $P_{ser} = G + Q$

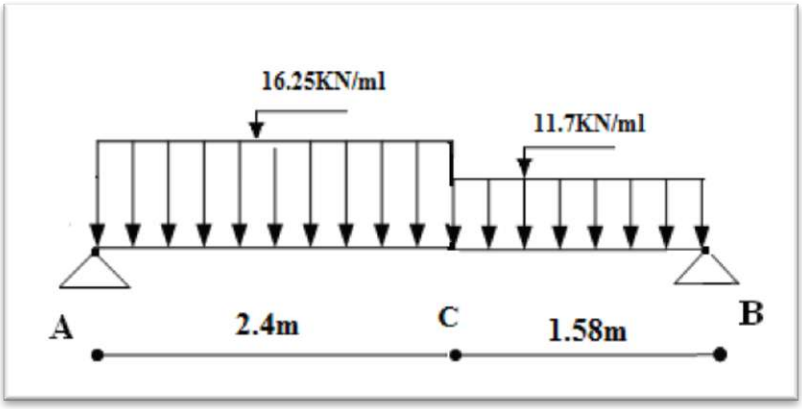
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5.89	2.5	11.7	8.39
Paillasse	9.26	2.5	16.25	11.76

Tableau III.22: Récapitulation des charges, des surcharges et des sollicitations.

III.5.2.1.d/ Détermination des efforts :

A L'E.L.U :



✓ **Détermination des réactions:** R_A, R_B

Conditions d'équilibre:

$\sum F=0$

$R_A+R_B-(16.25x2.4)-(11.7x1.58)=0$

$R_A+R_B=57.486KN$

$\sum M_A=0$

R_B x3.98-11.7x1.58(1.58/2+2.4)-16.25x2.4(2.4/2)=0

$R_A=30.91KN$ et $R_B=26.57KN$

✓ **Détermination de l'effort tranchant et du moment fléchissant:**

A $\xrightarrow{x}$ C $\quad x\in [0, 2.4[$

$$M(x)=30.91x-16.25\frac{x^2}{2}$$

$$T(x)=30.91-16.25x$$

M (0) =0 ; T (0) =30.91KN

B $\xrightarrow{x}$ C $\quad x\in [0, 1.58[$

$$M(x)=26.57x-11.7\frac{x^2}{2}$$

$$T(x)=26.57-11.7x$$

M (0) =0; T (0) =26.57KN

✓ **La position du moment fléchissant maximum:**

Après avoir calculé le moment fléchissant maximum dans chaque intervalle, on a déduit que ce dernier se trouve dans l'intervalle [A, C [

$$T_{AC}(x) = 0 \Rightarrow x = 1.9m$$

$$M_{Max} = M_{BC}(1.9) = 30.17\ kN \cdot m$$

Donc :

$M_A = 0.5M_{max} = 15.085$ KN.m.

$M_t = 0.85\ M_{max} = 25.644$ KN.m.

✓ **Diagrammes des efforts :**

T(x) : **M(x):**

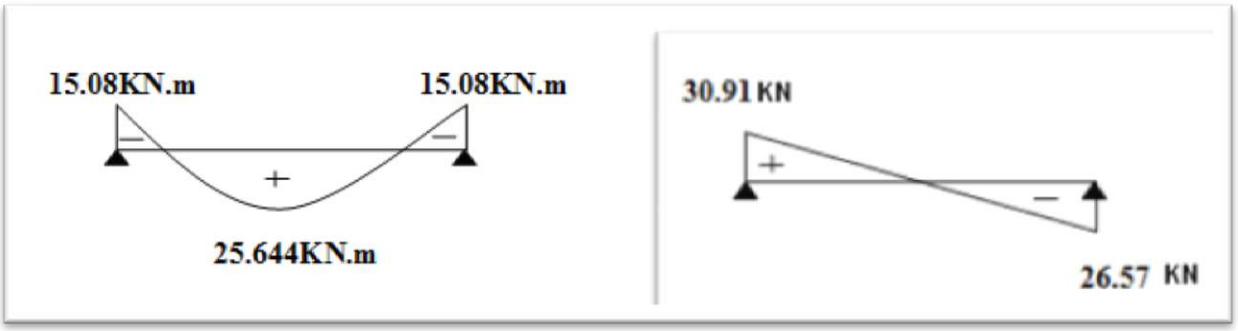
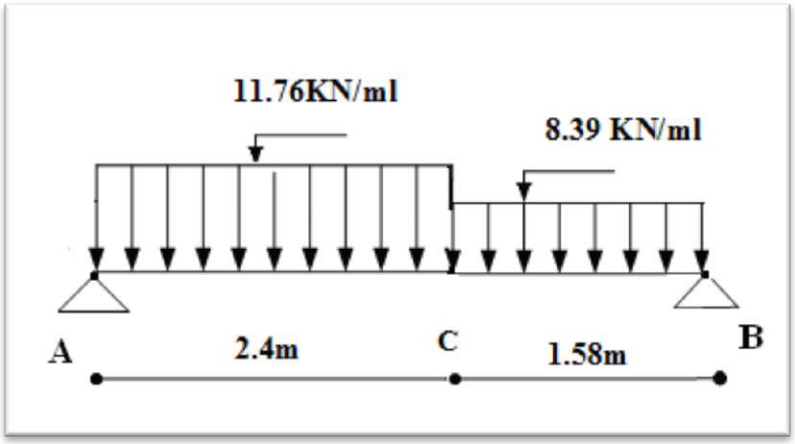


Fig.III.21: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U.

A L'E.L.S:



✓ **Détermination des réactions:**

Conditions d'équilibre:

$\sum F=0$

$R_A+R_B-(11.76x2.4)-(8.39x1.58)=0$

$R_A+R_B=41.48KN$

$\sum M_A=0$

R_B x3.98-8.39x1.58(1.58/2+2.4)-11.76x2.4(2.4/2)=0

$R_A=22.35KN$ et $R_B=19.13K$

✓ **Détermination de l'effort tranchant et le moment fléchissant:**

A $\xrightarrow{x}$ C $x \in [0, 2.4[$

$$M(x) = 22.35x - 11.76\frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 22.35 - 11.76x$$

M(0)=0 ; T (0)=22.35KN

B $\xrightarrow{x}$ C $x \in [0, 1.58[$

$$M(x) = 19.13x - 8.39\frac{x^2}{2}$$

T(x)=19.13-8.39x

M(0)=0 ; T(0)=19.13KN

✓ **La position du moment fléchissant maximum:**

Après avoir calculé le moment fléchissant maximum dans chaque intervalle, on a déduit que ce dernier se trouve dans l'intervalle [A, C [:

$$T_{Ac}(x) = 0 \Rightarrow x = 1.9m$$

$$M_{Max} = M_{AC}(1.9) = 21.24\,kN \cdot m$$

Donc :

$M_A = 0.5\ M_{max} = 10.62KN.m.$

$M_t = 0.85\ M_{max} = 18.05\ KN.m.$

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) : **T(x):**

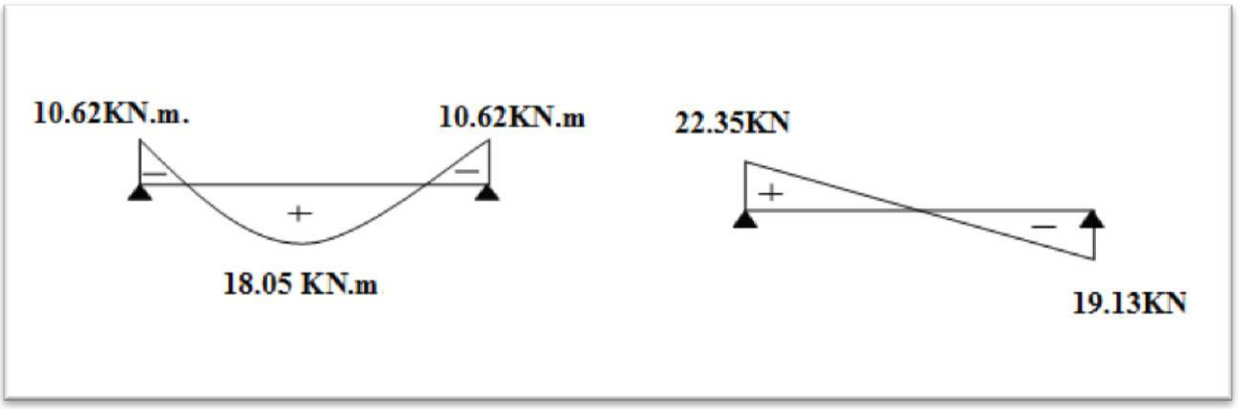


Fig.III.22: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

III.5.2.1/Deuxième volée :

Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

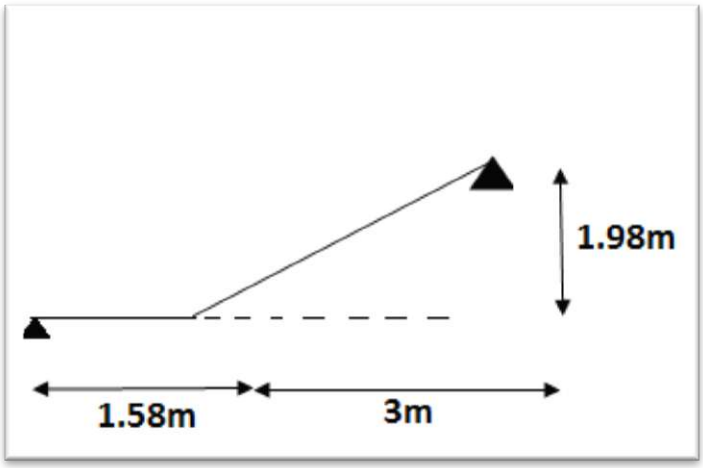


Fig.III.23: Schéma statique de l'escalier.

$64n^2 - 760n + 396 = 0$

Solution :

$n_1 = 0.55$ …….refusée.

$n_2 = 11$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marches……n=11
- le nombre des marches……..n-1=10

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0{,}18\text{m} = 18\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0{,}3\text{m} = 30\text{cm}$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g+2h) \leq 66)\ \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\ \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\ \text{cm} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 2h+g=66\text{cm} \\ h=18\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{cases}$$ *vérifiée*

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Longrightarrow 14.77 \leq e \leq 17.23\text{cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2+H^2} + 1.58 = \sqrt{(3)^2+(1.98)^2} + 1.58 = 5.17\text{m}$$

On prend donc l'épaisseur e =17cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c .L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{198}{300} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.42^0$$

d .Evaluation des charges :

- **Charges permanentes de la paillasse:**

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la marche	0.18/2	25	2.3
5	Poids propre de la palliasse	0.18/cosα	25	5.48
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				9.26

Tableau III.23: Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

- **Charges permanentes du palier:**

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.89

Tableau III.24: Evaluation des charges permanentes du palier.

III.5.2.1.a/ Surcharge d'exploitation:

- **Le palier:** $Q = 2.5KN/m^2$
- **La paillasse:** $Q = 2.5KN/m^2$

III.5.2.1.b/ Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:** $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S:** $P_{ser} = G + Q$

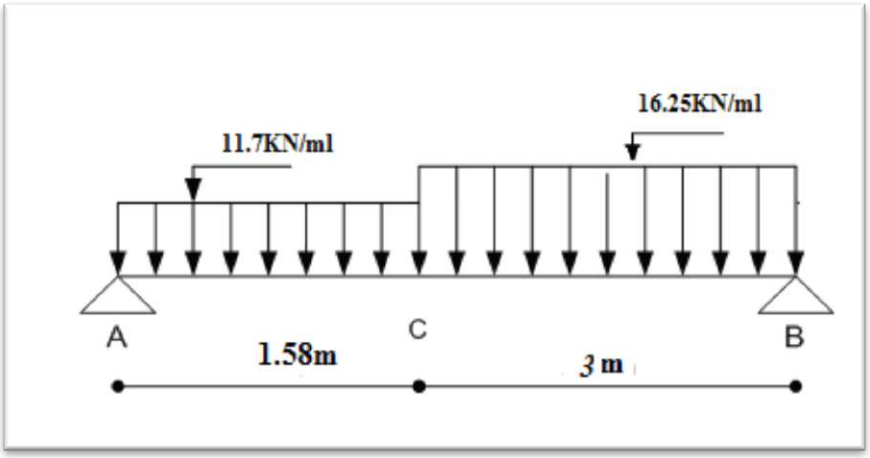
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_U (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Palier	5.89	2.5	11.7	8.39
Paillasse	9.26	2.5	16.25	11.76

Tableau III. 25: Récapitulation des charges, des surcharges et des sollicitations.

III.5.2.1.c/ Détermination des efforts :

A L'E.L.U :



✓ **Détermination des réactions:** R_A, R_B

Conditions d'équilibre:

$\sum F=0$

$R_A+R_B-(16.25x3)-(11.7x1.58)=0$

$R_A+R_B=67.236KN$

$\sum M_A=0$

R_B x4.58-11.7x1.58(1.58/2+3)-16.25x3(3/2)=0

R_A=35.986KN et R_B=31.25KN

✓ **Détermination de l'effort tranchant et du moment fléchissant:**

A $\xrightarrow{x}$ C $x \in [0,1.58[$

$$M(x)=35.986x-11.7\frac{x^2}{2}$$

$$T(x)=35.986-11.7x$$

M (0) =0 ; T (0) =35.986KN

B $\xrightarrow{x}$ C $x \in [0, 3[$

$$M(x)=31.25x-16.25\frac{x^2}{2}$$

$$T(x)=31.25-16.25x$$

M (0) =0; T (0) =31.25KN

✓ **La position du moment fléchissant maximum:**

Après avoir calculé le moment fléchissant maximum dans chaque intervalle, on a déduit que ce dernier se trouve dans l'intervalle [B, C [

$$T_{BC}(x)=0 \Rightarrow x=1.92m$$

$$M_{Max}=M_{AC}(1.92)=55.13\,kN\cdot m$$

Donc :

M_A= 0.5M_{max} = 27.56 KN.m

M_t =0.85 M_{max}= 46.86 KN.m

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) : **T(x):**

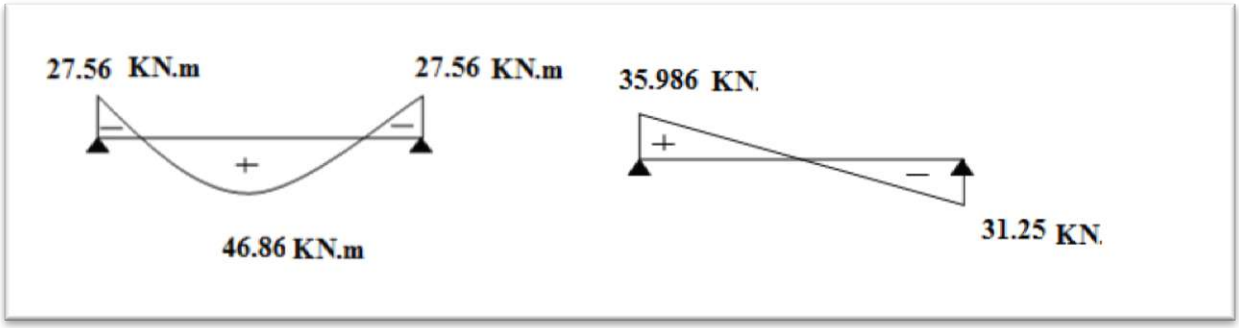
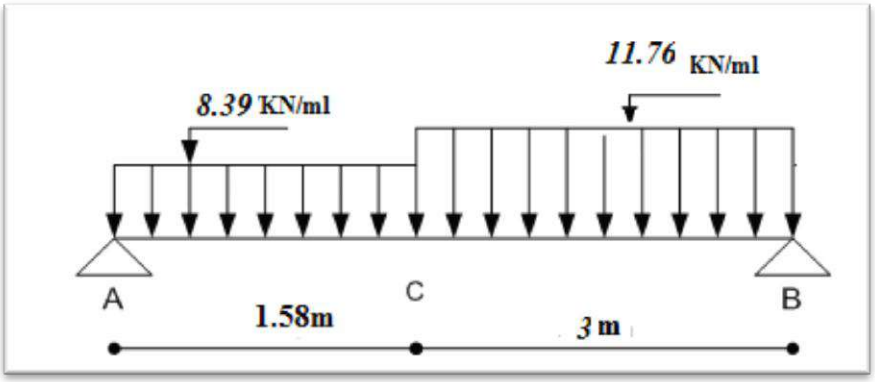


Fig.III.24: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.U

AL'E.L.S:



✓ **Détermination des réactions:**

Conditions d'équilibre:

$\sum F=0$

$R_A+R_B-(11.76x3)-(8.39x1.58)=0$

$R_A+R_B=48.53KN$

$\sum M_A=0$

R_B x4.58-8.39x1.58(1.58/2+3)-11.76x3(3/2)=0

$R_A=26.01KN$ et $R_B=22.52KN$

✓ **Détermination de l'effort tranchant et le moment fléchissant:**

A $\xrightarrow{x}$ C $\quad x \in [0, 1.58[$

$$M(x) = 26.01x - 8.39\frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 26.01 - 8.39x$$

M(0)=0 ; T (0)=26.01KN

B $\xrightarrow{x}$ C $\quad x \in [0, 3[$

$$M(x) = 22.52x - 11.76\frac{x^2}{2}$$

T(x)=22.52-11.76x

M(0)=0 ; T(0)=22.52KN

✓ **La position du moment fléchissant maximum:**

Après avoir calculé le moment fléchissant maximum dans chaque intervalle, on a déduit que ce dernier se trouve dans l'intervalle [B, C [:

$$T_{BC}(x) = 0 \Rightarrow x = 1.91m$$

$$M_{Max} = M_{AC}(1.91) = 40.05\,kN \cdot m$$

Donc :

$M_A = 0.5\ M_{max} = 20.02KN.m.$

$M_t = 0.85\ M_{max} = 34.04\ KN.m.$

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) : **T(x):**

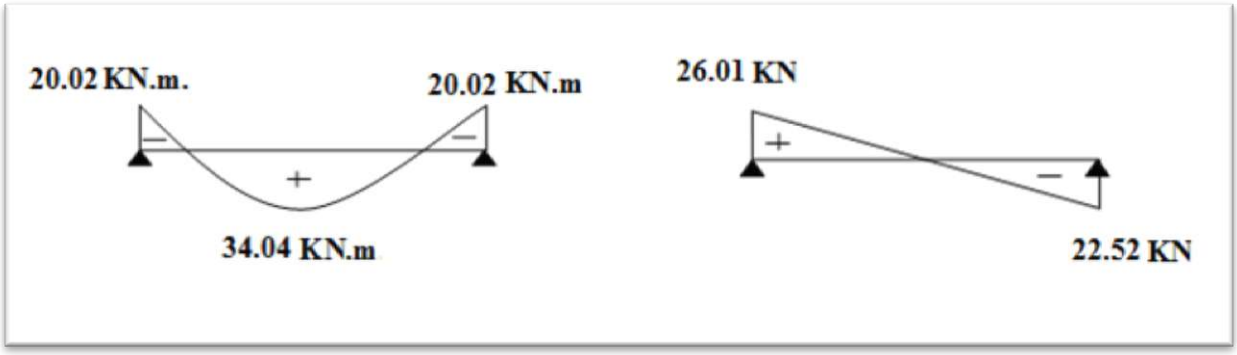


Fig.III.25: Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S.

III.5.3/ Calcul du ferraillage:

III.5.3.1/ Calcul à l'E.L.U:

Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa

$b = 100cm,\ h = 17cm,\ d = 15cm\ ,\ c = 2cm$

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

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix	A_{adp}
En travée	46.86	0.146	0.921	9.74	0	5H16	10.05
Aux appuis	27.56	0.086	0.955	5.52	0	5H12	5.65

Tableau III.26: Calcul des sections d'acier.

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{Min} = \frac{B}{1000} = \frac{100\times17}{1000} = 1.70\,cm^2$$

♦ **En travée :** $A = 10.05\,cm^2 > A_{min} = 1.70\,cm^2$ **(C.V)**

♦ **Aux appuis :** $A = 5.65cm^2 > A_{min} = 1.70cm^2$ **(C.V)**

✓ **L'espacement des armatures longitudinales:**

♦ **En travée:** $S_t = \frac{100}{5} = 20\,cm$ On prend $S_t = 20cm$

$St = 20cm < S_{Min} = Min[3h = 51cm; 33cm] = 33\,cm$ **(C.V)**

♦ **Aux appuis:** $S_t = \frac{100}{5} = 20\,cm$ On prend $S_t = 20\,cm$

$S_t = 20cm < S_{Min} = Min[4h = 68cm; 45cm] = 45\,cm$ **(C.V)**

✓ **Armatures de répartition:**

♦ **En travées:** $A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51cm^2$ on adopte: **9T10 = 2.54cm²**

♦ **En appuis:** $A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\,cm^2$ on adopte: **5T610= 1.41 cm²**

✓ **L'espacement des armatures de répartition:**

♦ **En travée :** $St = 20cm < S_{Min} = Min[3h = 51cm; 33cm] = 33\,cm$ **(C.V)**

♦ **Aux appuis:** $S_t = 20cm < S_{Min} = Min[4h = 68cm; 45cm] = 45\,cm$ **(C.V)**

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

On doit vérifier que : $\tau < \overline{\tau}$ **(CBA93 A.5.2.2)**

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{26.01 \cdot 10^3}{1000 \cdot 150} = 0.173 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0.173MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa$$

III.5.3.2/ Vérification à l'E.L.S:

On doit vérifier: $\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = k \times y$ $\overline{\sigma_b} = 0.06 f_{c28} = 15MPa$

y: la distance entre le centre de gravité et la fibre la plus comprimée

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'(y-c) - 15A(d-y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b.y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d-y)^2$$

	M_{ser} (n.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	k	y	σ_b (MPa)	OBS
Travée	34.04	10.05	19140.58	0.177	5.38	9.52	C.V
Appuis	20.02	5.65	12351.766	0.162	4.26	6.90	C.V

Tableau III.27:vérification de la contrainte.

III.5.3.3/ Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{17}{517} = 0.032 < \frac{46.86}{10x55.13} = 0.084$ **(c.n.v)**

- $\frac{A}{b_0 d} = \rho \le \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.05}{100 \cdot 15} = 0.0067 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **(c.v)**

Dans ce cas le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche:**

- La flèche pour les éléments supports reposant sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{f} = \frac{L}{500} & si \quad L \le 5m \\ \overline{f} = 0.5 + \frac{L}{500} & si \quad L < 5m \end{cases}$$

- Pour les éléments supports en console:

$$\overline{f} = \frac{L}{250} \quad si \quad L \le 2m$$

Pour le calcul de la flèche on doit déterminer:

✓ **l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15A} = 9.02 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 = 46787.73 cm^4$$

✓ **Le moment d'inertie fictif:**

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0.0067$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA} = 34.04 \times 10^3 / (0.880 \times 15 \times 10.05) = 256.59 MPa$$

On déduit la valeur de β_1 à partir des tableaux en fonction de $\rho(\%)$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.59$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 3.13 \Rightarrow I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i.\mu} = 18079.35 \ \text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right)\lambda_i = 1.25 \ \Rightarrow \ I_{f_v} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v.\mu} = 29749.42 \ \text{cm}^4$$

✓ **Déformations (instantanée et de longue durée):**

$$f_i = \frac{M_t.L^2}{10E_i I_{fi}} = 15.64\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_t.L^2}{10E_v I_{fv}} = 28.52\text{mm}$$

avec $E_i = 11000\,(f_{c28})^{1/3} = 32164.2MPa$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4MPa$$

L: longueur de travée.

I_0: le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_S : la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ : Le pourcentage d'armature égal à: A/b_0d.

M_{ser}: moment de service maximum dans la travée.

f_i : les déformations instantanées.

f_v : les déformations de longue durée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm^2)	ρ	β_1	σ_s	μ	λ_i	λ_v
34.04	10.05	9.02	0.0067	0.880	256.59	0.59	3.13	1.25
I (cm^4)	**If_i (cm^4)**	**If_v (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f<f_{adm}$**
46787.73	18079.35	29749.42	5.17	15.64	28.52	12.88	15.34	**c.v**

Tableau III.28: Récapitulation des résultats de la flèche.

Donc, on garde l'épaisseur (e =17cm) de l'escalier.

III.5.4/ Calcul de la poutre palière :

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

III.5.4.1/ Pré dimensionnement*:*

- $L/15 \leq h \leq L/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$ avec L=2.96m

On adopte (b*h) = (30*30) cm^2

- **Vérification:**
  - b=30cm ≥ 20cm (**c.v**)
  - h= 30cm ≥ 30cm (**c.v**)
  - h/b=30/30=1< 4 (**c.v**)
  - b_{max} = 30cm < 1.5h+b=75cm (**c.v**)

III.5.4.2/ Evaluation des charges:

- Poids propre de la poutre: 0.30*0.30*25=2.25kN/ml

$\Rightarrow$ **G= 2.25kN/ml.**

- Poids propre de la double cloison : 1.23*2.72=3.34 KN/ml.

$\Rightarrow$ **G_T=5.59 KN/ml.**

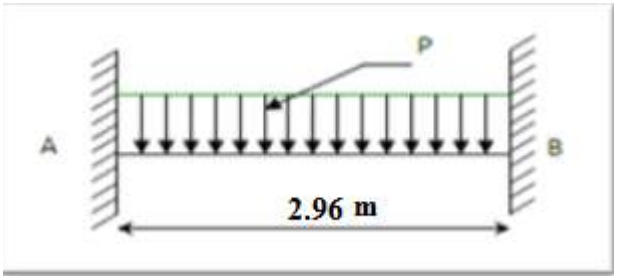


Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière.

- Réaction transmise

R=35.98 kN/ml **E.L.U**

R=26.01 KN/ml **E.L.S**

III.5.4.3/ Calcul des sollicitations:

- **E.L.U:**

P_u=1.35G+R= 43.52 KN/ml

- **E.L.S:**

P_s= G+R = 31.6 KN/ml

III.5.4.4/ Calcul des efforts:

On a: $M_A=M_B=PL^2/12$, $Mt=PL^2/24$, $T_A=PL/2$, $T_B=-PL/2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T_A (kN)	T_B (kN)
E.L.U	15.88	31.77	64.40	-64.40
E.L.S	11.53	23.07	46.76	-46.76

Tableau III.29: Calcul des efforts.

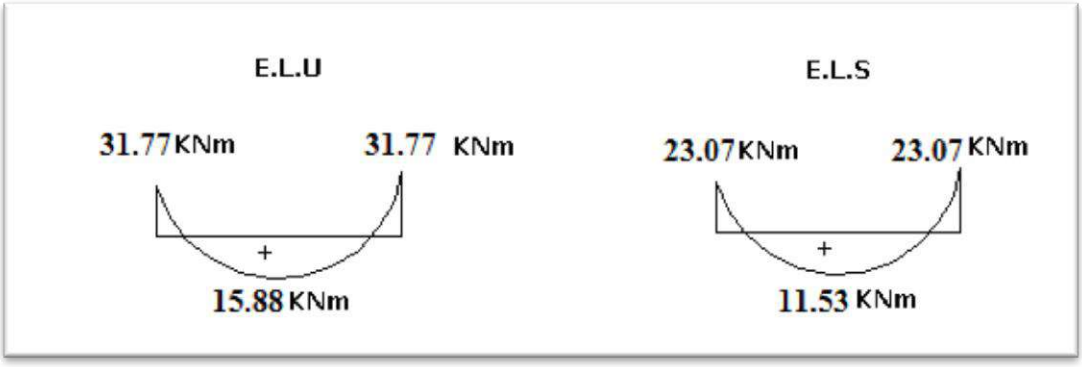


Fig. III.27: Diagramme des moments de la poutre palière.

III.5.4.5/ Calcul du ferraillage:

a) À l'E.L.U:

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm

	M (kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm2)	A_{adp} (cm^2)
En travée	15.88	0.051	0.973	1.736	0.9	3HA12=3.39
Aux appuis	28.60	0.092	0.952	3.19	0.9	3HA12=3.39

Tableau III.30: Ferraillage de la poutre palière.

✓ **Vérification de l'effort tranchant: (CBA93 A.5.1.2.1)**

$V_{u\,max}$= 64.4 kN ⇒ $\tau_u=V_{u\,max}/bd=64.40*10^3/(300*270)=0.795$MPa

$$\overline{\tau_u} = Min[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\ ;\ 5MPa] = 3.33MPa$$

$\Rightarrow$ τ_u=0.795 MPa < $\overline{\tau_u}$ =3.33MPa **(c.v)**

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

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

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\,0.9d\right] = Min\left[25cm\,;\,24.3\,cm\right] = 25\,cm$$

$$V_u = 64.40\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 300\times 250 = 500\,KN$$ **(c.v)**

✓ **Armatures transversales:**

$\phi t \le$ Min (h/35 = 8.57, ϕl = 12, b/20 = 15) = 8.57mm

ϕt = 8mm < 8.75

$$A_t = \frac{\pi\phi t^2}{4}$$

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

✓ **Espacement des armatures transversales:**

St ≤ Min [h/4=7.5 ; 12ϕ_l=14.4 ; 30cm)= 7.5cm (en zone nodale)

St ≤ h/2= 15cm (en zone courante)

On a St ≤ $\overline{S_t}$ =Min [0.9d=24.3; 40cm] =24.3cm

On adopte: St = 5cm (en zone nodale)
St = 15cm (en zone courante)

✓ **Vérifications:**

a/ Vérification de la section minimale:

- $A_t \times f_e / (b_0 \times S_t) = 1.05MPa > 0.4MPa$ **(c.v)**

- $A_t / (b_0 \times S_t) = 0.0044 > \dfrac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28}}{0.9 \dfrac{f_e}{\gamma_s}} = 0.00054$ **(c.v)**

b/Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \langle 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_S}$$

$$\frac{2 \times 64.40 \times 10^3}{300 \times 250} = 1.71 < 0.8x25/1.15 = 17.39 \quad \textbf{(c.v)}$$

$A_l = 2.01\ cm^2 \geq \gamma s \times Vu / fe = 1.805\ cm2$ **(c.v)**

c/Vérification du R.P.A 99:

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

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7.5\,cm & (zone\,nodale) \\ \overline{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t = 5\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes:

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

Pour la zone courante $A \prec A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1– $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \text{.....[1]}$$

Avec : k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(0.795 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.00052$ … (c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \geq \frac{1.15(0.795 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.00052$ … (c.v)

2– $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ …….. **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15cm^2$ ……. (c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2$

b) Vérification à l'E.L.S:

On a une fissuration peu nuisible donc on ne doit vérifier que:

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ avec $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

	M_{ser} **(kN.m)**	**A** (cm^2)	**I** (cm^4)	**k**	**Y (cm)**	σ_b **(MPa)**	**OBS**
Travée	11.53	2.35	15477.375	0.074	6.95	5.14	**C.V**
appuis	23.07	3.39	23533.651	0.098	8.64	8.46	**C.V**

Tableau III. 31:Vérification de la contrainte.

Finalement on garde les sections d'armatures calculées à L' E.L.U.

III.5.5/ Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

1ère condition	2ème condition
$h/L \geq M_t/(15\ M_o)$	$\rho \leq 4.2/f_e$
$h/L = 0.3/2.96 = 0.101$ $M_t/(10\ M_o)=15.88/(10*55.13)=0.028$	$\rho=A/(b_o x d)=2.01/(30x27)=0.0024$ $4.2/f_e = 4.2/400 = 0.0105$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau.III.32 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.

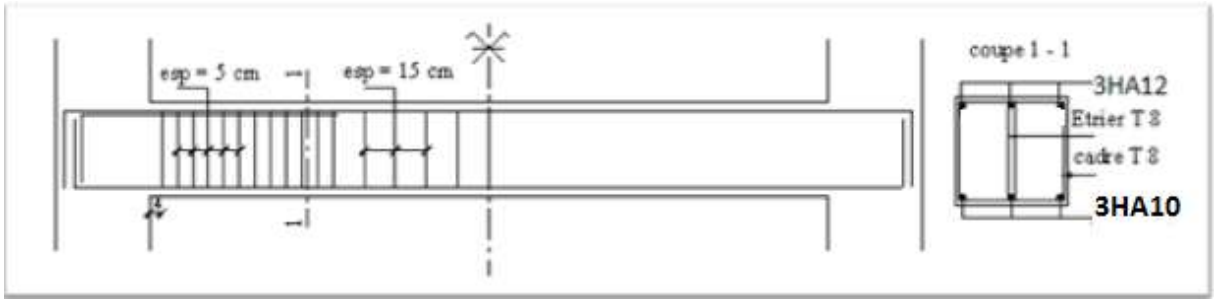


Fig.III.28 : Ferraillage de la poutre palière.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1/Introduction :

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évolution des efforts horizontaux d'origine sismique exercés d'une manière qui peuvent augmenter les déformations**.**

IV.2/Caractéristiques dynamique de la structure:

IV.2.1/Centre de masse :

Le centre de masse est le barycentre des éléments constitutifs de ce niveau.

Ce centre de masse (ou de gravité) d'un niveau donné par rapport à un système d'axes orthonormé, convenablement choisi, est déterminé par les relations suivantes :

$$X_G = \frac{\Sigma W_i . X_i}{\Sigma W_i} \qquad Y_G = \frac{\Sigma W_i . Y_i}{\Sigma W_i}$$

Avec :

W_i : poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.

X_i ; Y_i : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.

X_G ; Y_G : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Nivea	$\sum W_i$	$\sum W_i . X_i$	$\sum W_i . Y_i$	X_G	Y_G
6ème	1575.7793	19476.6321	13110.4837	12.36	8.32
5ème	1548.3068	19044.1736	12758.0480	12.30	8.24
4ème	1548.3068	19044.1736	12758.0480	12.30	8.24
3ème	1650.2540	20215.6115	13532.0828	12.25	8.20
2ème	1650.2540	20215.6115	13532.0828	12.25	8.20
1er	1650.2540	20215.6115	13532.0828	12.25	8.20
RDC	1711.0148	20224.1949	14389.6344	11.82	8.41

Tableau IV.1: Coordonnées du centre de masse de la structure.

IV.2.2/ Centre de torsion :

Le centre de torsion (centre de gravité du moment d'inertie) est le point d'application de la résultante des forces d'inertie d'un niveau donné.

Pour diminuer le risque de torsion on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum I_y . x_i}{\sum I_y} \quad ; \quad Y_t = \frac{\sum I_x . y_i}{\sum I_x}$$

Avec:

I_x: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal.

I_y: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal.

x_i: distance algébrique d'un refend transversal à l'axe OY.

y_i: distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe OX.

X_t, Y_t : coordonnées du centre de torsion du niveau considéré.

- **Moment d'inertie:**
  - **Les poteaux:**

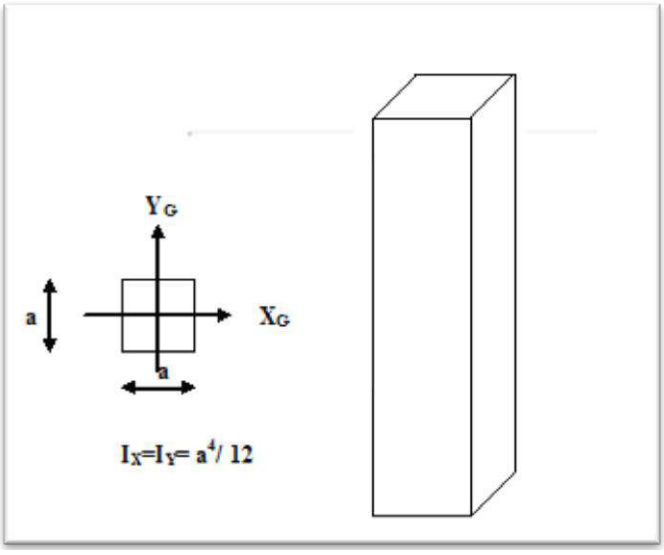


Fig.IV.1**:** Caractéristiques géométriques d'un poteau.

- **Les voiles pleins:**

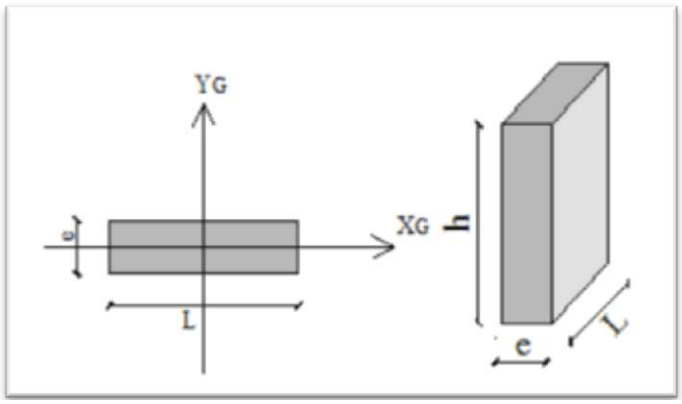


Fig.IV.2**:** Caractéristiques géométriques d'un voile plein

Le moment d'inertie par rapport à "ox" ou "oy" :

$I_{XG} = Le^3/12$ par rapport à "X_G".

$I_{YG} = eL^3/12$ par rapport à "Y_G".

- **Les voiles avec ouvertures:**

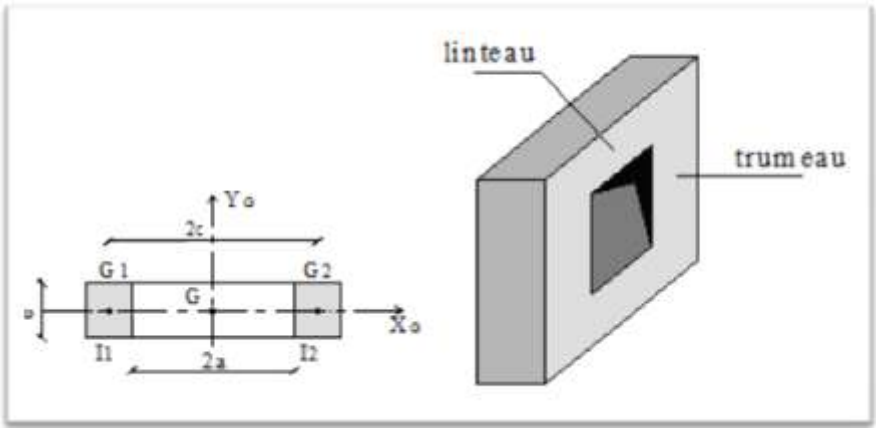


Figure IV. 3. Voile avec une seule ouverture.

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

n: nombre de niveaux, dans notre cas " n = 7 " donc " a_n = 1.096 ".

Remarque :

si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

(Coefficient de monolithisme des voiles) $\alpha = w.H_0$

H_0: hauteur totale du refend.

$$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$$

Avec:

$$i = a.h^3/12$$

$$m = \frac{2cB_1.B_2}{B_1 + B_2}$$

$$I = I_0 + B_1.C_1^2 + B_2.C_2^2$$

$$I_0 = I_1 + I_2$$

i: moment d'inertie de linteau.

I: moment d'inertie de la section composée de A_i par rapport à G.

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

I_0: moment d'inertie des trumeaux.

B_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi-portée de l'ouverture.

H: hauteur d'étage.

❖ **Calcul des inerties de voile avec ouverture :**

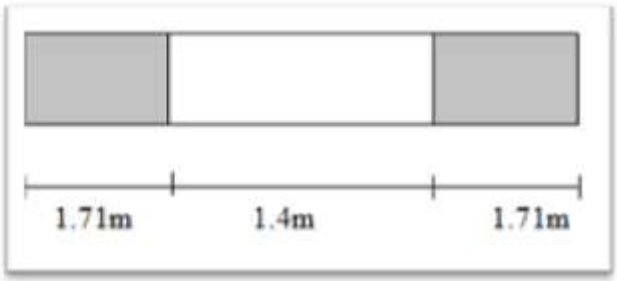


Figure IV.4. Coupe d'un voile.

B1 & B2 (m)	2a (m)	e (m)	A1 & A2 (m^2)	I1 & I2 (m^4)
1.71	1.4	0.18	0.307	0.075

Tableau IV.2: Caractéristiques des voiles.

i = 0.19 m^4 m = 0.45 ω = 2.32 α=8.38

α <alors: le linteau travaille comme la poutre dans le portique.

Etage	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	X_T	Y_T
6ème	3792.4712	4963.4690	65865.2336	29202.0282	13.27	7.70
5ème	3799.4031	5017.9495	66588.1898	29255.4038	13.27	7.70
4ème	3799.4031	5017.9495	66588.1898	29255.4038	13.27	7.70
3éme	3780.9834	5011.7752	66456.1391	29075.7623	13.26	7.69
2éme	3780.9834	5011.7752	66456.1391	29075.7623	13.26	7.69
1er	3780.9834	5011.7752	66456.1391	29075.7623	13.26	7.69
RDC	3696.8649	5100.1504	65281.9251	27430.7375	12.80	7.42

Tableau IV.3: Coordonnées du centre de torsion de chaque niveau.

IV.2.3/ Excentricité:

IV.2.3.1 / Excentricité statique:

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$E_x = | X_G - X_t |$$

$$E_y = | Y_G - Y_t |$$

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	E_x (m)	E_y (m)
6ème	13.27	7.70	12.36	8.32	0.91	0.62
5ème	13.27	7.70	12.30	8.24	0.97	0.54
4ème	13.27	7.70	12.30	8.24	0.97	0.54
3émé	13.26	7.69	12.25	8.20	1.01	0.51
2émé	13.26	7.69	12.25	8.20	1.01	0.51
1ere	13.26	7.69	12.25	8.20	1.01	0.51
RDC	12.80	7.42	11.82	8.41	0.98	0.99

Tableau IV.4**:** Excentricité de chaque niveau.

IV.2.3.2/ Excentricité accidentelle :

Cette excentricité accidentelle sera déterminée selon l'article **4.2.7** du **RPA99** qui préconise que pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la 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.

$$\begin{cases} E_{x=} 0.05.L_x \\ E_{x=} 0.05.L_x \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+ 25.20	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 21.60	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 18.00	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 14.40	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 10.80	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 7.20	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 3.60	23.76	20.32	1.19	1.02
+ 0.00	23.76	20.32	1.19	1.02

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité accidentelle

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher Perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considère et suivant chaque direction.

Niveau (m)	$E_{x\ Stat}$	$E_{x\ Acc}$	$E_{x\ Stat} \pm E_{x\ Acc}$	$E_{y\ Stat}$	$E_{y\ Acc}$	$E_{y\ Stat} \pm E_{y\ Acc}$
+ 25.20	0.91	1.19	2.10	0.62	1.02	1.64
+ 21.60	0.97	1.19	2.16	0.54	1.02	1.56
+ 18.00	0.97	1.19	2.16	0.54	1.02	1.56
+ 14.40	1.01	1.19	2.20	0.51	1.02	1.53
+ 10.80	1.01	1.19	2.20	0.51	1.02	1.53
+ 7.20	1.01	1.19	2.20	0.51	1.02	1.53
+ 3.60	0.98	1.19	2.17	0.99	1.02	2.01

Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité totale

IV.3 /Modélisation de la structure:

Le présent ouvrage sera implanté à Ksar El Boukhari zone IIa, d'après le **RPA99 version 2003 (art 3.4.A.1.a)** qui exige l'utilisation des portiques auto-stables contreventés par des voiles en béton armé à 4 niveaux ou 14m pour cette zone. Notre structure a une hauteur de 25,20 m ainsi on doit disposer des voiles tel qu'exigé par le règlement**.**

IV.3.1/ Les hypothèses de conception des voiles :

- Quel que soit l'origine des forces horizontales, la stabilité doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- Limitation de l'excentricité ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical.

IV.3.2/ La disposition des voiles :

Après avoir conçu et calculé plusieurs dispositions du voile, pour lesquelles nous avons essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, on adopte le modèle montré dans la figure suivante :

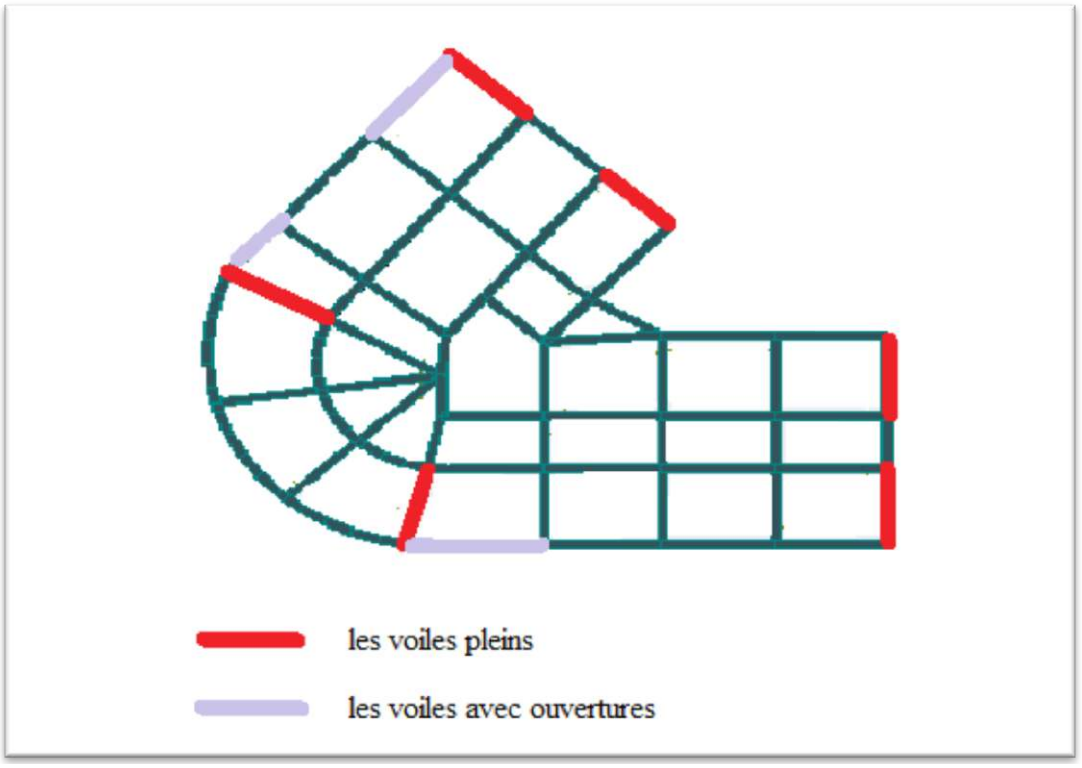


Figure IV.5 : La disposition des voiles.

IV.4.2/ Choix de la méthode du calcul sismique:

Selon le **RPA99 (Art 4.1.1),** ce calcul sismique peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélération.

Notre structure présente une forme irrégulière en plan, c'est à dire, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4.2.1/ Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe :

Par cette méthode il est recherche, 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 combines pour obtenir la réponse de structure.

b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maitre, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maitre. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donne par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

c. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left[1+\frac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0 \le T \le T_1 \\ 1.25\eta(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 1.25\eta(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

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

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

(zone II, groupe d'usage 2) A = 0,15.

❖ **Le facteur de correction d'amortissement** η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \ge 0.7$$

ξ **:** est le pourcentage d'amortissement critique

ξ = 7% (portique béton armé ; remplissage dense) [RPA : Tab.4.2]

❖ **Le coefficient de comportement R :** [RPA : Tab.4.3]

R : est donnée en fonction du système contreventement R = 4

❖ **facteur de qualité Q :** [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionne a la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non **:** $Q = 1 + \sum^{6} P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

critère		Suivant x		Suivant y	
		observé	**valeur**	**observé**	**valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Tableau IV.7: détermination du facteur de qualité Q.

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_x = Q_y = 1.3$

- **Périodes caractéristiques** : [RPA : Tab.4.7]

Site	**S_3**
T_1 (sec)	0.15
T_2 (sec)	0.50

Tableau IV.8 : valeur de T_1 et T_2.

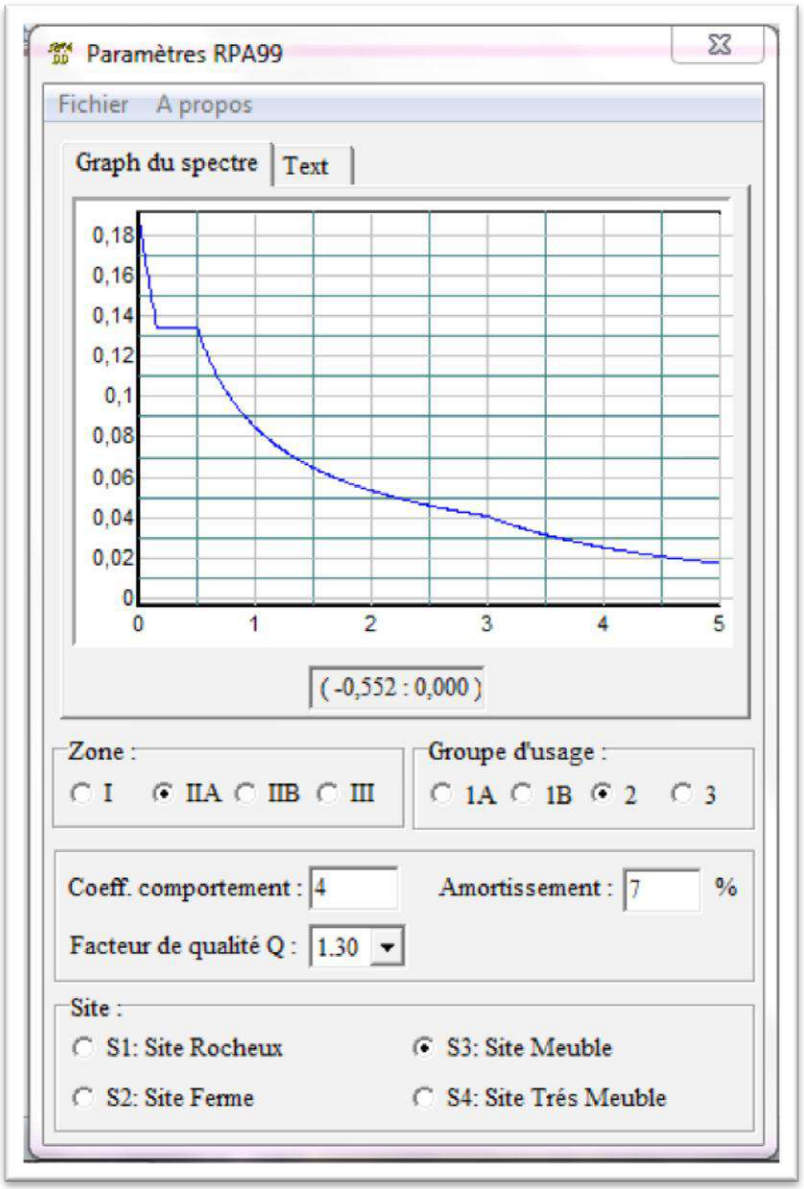


Figure IV.6 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.

- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.1. Vérification de comportement



FigureIV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 01	Mode 02	Mode 03
translation pure suivant la première diagonale	translation pure suivant la deuxième diagonale	rotation pure autour de l'axe z

Tableau IV.9 **:** Le comportement des trois premiers modes.

IV.4.2. vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modelés 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 d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Mode	Période "S"	Participation modale cumulée en (%)	
		suivant x	suivant y
01	0.59	30.96	36.73
02	0.53	67.68	67.70
03	0.38	68.48	67.79
04	0.15	80.23	74.52
05	0.13	86.94	86.46
06	0.09	87.66	86.52
07	0.09	87.69	86.54
08	0.08	87.69	86.55
09	0.07	89.02	8740
10	0.07	92.20	88.02
11	0.06	93.35	92.66

Tableau IV.10 **:** Coefficient de participation massique.

IV.4.3. Vérification des périodes :

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T_2 = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA. Art 4.2.4]

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$T_X = \frac{0.09 \times 25.20}{\sqrt{23.76}} = 0.46s \quad ; \quad T_Y = \frac{0.09 \times 25.20}{\sqrt{20.32}} = 0.50s$$

	$T_{empirique}$ (S)	$T_{numérique}$ (S)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.46	0.59	0.59	Oui
Y	0.50	0.59	0.65	Oui

Tableau. IV.11**:** Vérification des périodes.

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être 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 4.2.6]

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

a) 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 :

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

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

A. coefficient d'accélération de zone :

A = 0,15

B. facteur d'amplification dynamique moyen :

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

Avec :

$T_2 = 0{,}5$ s

$D_X = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.20 \qquad 0 \leq T = 0.46s \leq 0.5s$

$D_X = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.20 \qquad 0 \leq T = 0.50s \leq 0.5s$

C. coefficient de comportement global de la structure :

R = 4

D. facteur de qualité :

$Q_x = Q_y = 1.3$

E. poids total de la structure :

W : poids total de la structure

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

β = 0,20 "tableau 4.5: *RPA 99 VERSION 2003*"

Les poids permanents et d'exploitations de tous les niveaux sont résumés dans les tableaux suivants:

Nivea	W_i (KN)
6	1575.7793
5	1548.3068
4	1548.3068
3	1650.2540
2	1650.2540
1	1650.2540
RDC	1711.01483

Tableau IV.12: Poids total de chaque niveau.

$$W = \sum_{i=1}^{7} Wi = 11334.1697\ kN.$$

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_X(KN)	V_Y(KN)
0.15	2.20	2.20	4	1.30	1.30	11334.1697	1215.58	1215.58

Tableau IV.13 : Calcul de la force sismique.

.	V(KN)	V_t (KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
X	1215.58	1337.88	972.47	C.V
Y	1215.58	1246.45	972.47	C.V

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

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 : $Mtx = X_G.W_i$; $M_{tY} = G_Y.W_i$

Avec :

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

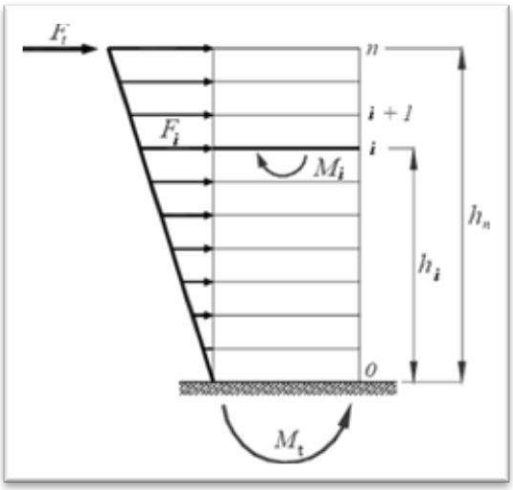


Figure IV.8 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

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

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

On a:

- $T_X = 0.46\ s \rightarrow F_t = 0$
- $T_Y = 0.50\ s \rightarrow F_t = 0$

Donc:

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

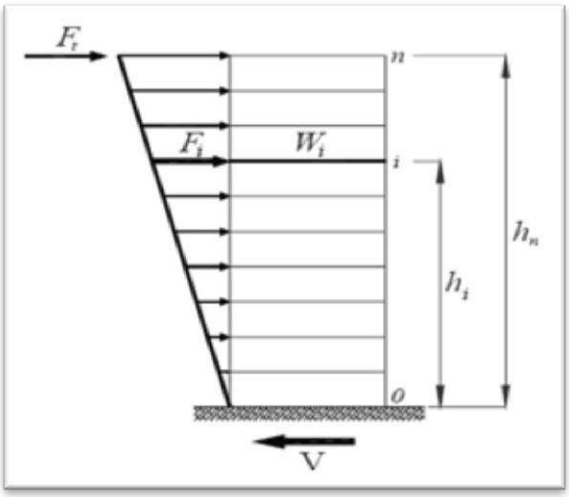


Figure IV.9: Distribution des forces sismique.

V_X = 1337.88 KN

NIV	h_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix}
6éme	25.20	39709.63	0.247	330.45
5éme	21.60	33443.42	0.208	278.27
4éme	18.00	27869.52	0.173	231.45
3éme	14.40	23763.65	0.148	198.00
2éme	10.80	17822.74	0.110	147.16
1ere	7.20	11881.82	0.074	99.00
RDC	3.60	6159.65	0.038	50.83
SOMME		160650.43	1	1337.88

Tableau IV.15: Forces sismiques selon la hauteur suivant x.

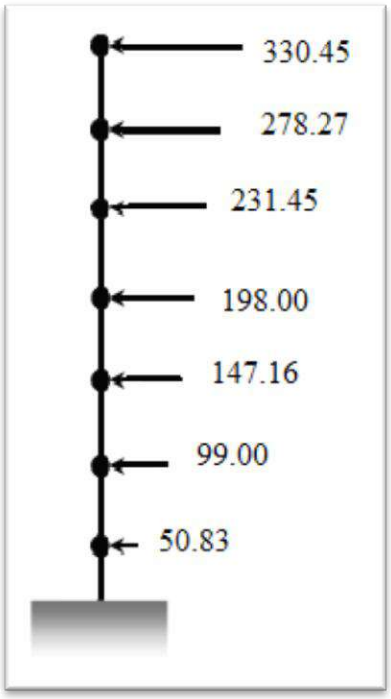


Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant x.

V_Y = 1246.45 KN

NIV	h_i	$W_i h_i$	α_x	F_{iy}
6éme	25.20	39709.63	0.247	307.87
5éme	21.60	33443.42	0.208	259.26
4éme	18.00	27869.52	0.173	215.63
3éme	14.40	23763.65	0.148	184.47
2éme	10.80	17822.74	0.110	137.10
1ere	7.20	11881.82	0.074	92.23
RDC	3.60	6159.65	0.038	47.36
SOMME		160650.43	1	1246.45

Tableau IV.16: Forces sismiques selon la hauteur suivant y.

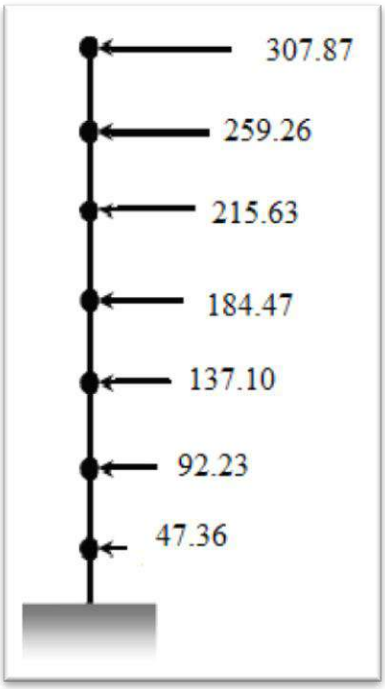


Figure IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant y.

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Nivea (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
25.20	330.59	307.99	8330.86	7761.34
21.60	278.41	259.38	6013.65	5602.73
18.00	231.98	216.13	4175.64	3890.41
14.40	197.87	184.34	2849.32	2654.49
10.80	148.37	138.23	1602.39	1494.07
7.20	98.87	92.11	711.86	663.20
3.60	51.24	47.73	184.46	171.82
∑Mo			23868.18	22238.06

Tableau IV.17: calcul du moment de renversement.

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Nivea (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
25.20	1575.7793	12.36	8.26	19476.63	13015.93
21.60	1548.3068	12.30	8.24	19044.17	12758.04
18.00	1548.3068	12.30	8.24	19044.17	12758.04
14.40	1650.2540	12.25	8.20	20215.61	13532.08
10.80	1650.2540	12.25	8.20	20215.61	13532.08
7.20	1650.2540	12.25	8.20	20215.61	13532.08
3.60	1711.0148	11.82	8.41	20224.19	14389.63
∑Mt				119391.82	106275.92

Tableau IV.18**:** calcul du moment stabilisant.

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

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
119391.82	106275.92	23868.18	22238.06	2.355	3.849	Oui

Tableau IV.19: Vérification de stabilisation

La condition de stabilité au renversement suivant les deux directions de notre structure est vérifiée.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- 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:

$$\Delta \text{ limite} = 0.01\ h_e$$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Niv	$\delta_{eK}^{x}(mm)$	$\delta_{eK}^{y}(mm)$	$\delta_{K}^{x}(mm)$	$\delta_{K}^{y}(mm)$	$\Delta_{K}^{x}(mm)$	$\Delta_{K}^{y}(mm)$	$\overline{\Delta}(mm)$	$\Delta_K < \overline{\Delta}$
6ème	7	9	28	36	-	-	36	C.V
5ème	6	7	24	28	4	8	36	C.V
4ème	5	5	20	20	4	8	36	C.V
3ème	4	3	16	12	4	8	36	C.V
2ème	2	2	8	8	4	4	36	C.V
1ere	1	1	4	4	4	4	36	C.V
RDC	0	0	0	0	4	4	36	C.V

Tableau IV.20. Déplacement des nœuds maîtres.

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 $0.10<\theta\leq0.20$, 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 :

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
25.20	1575.779	330.45	330.45	-	-	-
21.60	3124.085	278.27	608.72	0.4	0,0009	Oui
18.00	4672.391	231.45	840.17	0.4	0,0012	Oui
14.40	6322.645	198.00	1038.17	0.4	0.0016	Oui
10.80	7972.900	147.16	1185.33	0.4	0.0025	Oui
7.20	9623.153	99.00	1284.33	0.4	0.0041	Oui
3.60	11334.16	50.83	1335.17	0.4	0.0094	Oui

Tableau IV.21: l'vérification effet P-Δ sens x.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
25.20	1575.779	307.87	307.87	-	-	-
21.60	3124.085	259.26	567.13	0.8	0.0020	Oui
18.00	4672.391	215.63	782.76	0.8	0.0026	Oui
14.40	6322.645	184.47	967.23	0.8	0.0036	Oui
10.80	7972.900	137.10	1104.33	0.4	0.0026	Oui
7.20	9623.153	92.23	1197.56	0.4	0.0044	Oui
3.60	11334.16	47.36	1244.92	0.4	0.010	Oui

Tableau IV.21: l'vérification effet P-Δ sens y

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1/ Introduction:

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements C.B.A93 et le R.P.A99V2003.

V.2/ Les combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

D'après le CBA 93, on a les combinaisons suivantes:

- ✓ **E.L.U:** 1.35G + 1.5Q. (A.3.3.2)
- ✓ **E.L.S:** G + Q. (A.3.3.3)

D'après l'article **5.2** du **RPA99** on a les 4 combinaisons accidentelles suivantes:

- ✓ G+Q + E.
- ✓ 0.8G ± E.

Avec:

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

V.3/ Ferraillage des poutres:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

V.3.1/ Recommandation des règlements:

- ➢ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- ➢ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ➢ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et 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 appuis.

✓ **Les Armatures transversales:**

- La quantité des armatures transversales est donnée par: $A_t=0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est:

$S_t \le \min[\frac{h}{4}; 12\phi_t]$ (Zone nodale).

$S_t \le \frac{h}{2}$ (Zone courante).

✓ **Selon le CBA93:**

- La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \ge A_{min} = \frac{b.h}{1000}$
- L'espacement des armatures transversales (A.5.1.2) est tel que :

St≤ min [0.9d; 40cm]

$$\begin{cases} \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \\ \frac{A_t}{b.S_t} \ge \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \end{cases}$$

Avec: $\alpha=90^0$

- Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par : $\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right]$
- Les moments fléchissant ainsi que les sections d'armatures adoptées sont résumés les tableaux suivants:

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élément	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	181.35	3227	1.35G+1.5Q	0	12.83	**4HA14+4HA16=14.19**
		Appui	-231.89	3227	1.35G+1.5Q	0	13.05	**4HA14+4HA16=14.19**
	Etages	Travée	153.14	3096	1.35G+1.5Q	0	12.67	**4HA14+4HA16=14.19**
		Appui	-185.13	3095	1.35G+1.5Q	0	12.91	**4HA14+4HA16=14.19**
Rive	Terrasse	Travée	81.06	3191	1.35G+1.5Q	0	9.46	**4HA12+4HA14=10.67**
		Appui	-166.71	3191	$G+Q+E_Y$	0	10.62	**4HA12+4HA14=10.67**
	Etages	Travée	132.12	2798	1.35G+1.5Q	0	8.57	**4HA12+HA14=10.67**
		Appui	-153.12	3104	$G+Q+E_X$	0	11.14	**8HA14=12.31**

Tableau V.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niv	position	M_u (KN.m)	N^0 élément	combi	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)
								CBA	RPA	
Intermédiaire	terrasse	Travée	50.45	3233	ELU	0	4.8	0.87	4.37	**5HA12**
		appuis	-58.61	3238	$G+Q+E_Y$	0	4.8	0.87	4.37	**5HA12**
	Etages	Travée	57.71	3107	$G+Q-E_Y$	0	4.7	0.87	4.37	**6HA12**
		Appuis	-74.38	2976	$G+Q+E_Y$	0	6.2	0.87	4.37	**6HA12**
Rive	terrasse	Travée	92.73	3251	$G+Q-E_Y$	0	7.7	0.87	4.37	**5HA14**
		appuis	-91.92	193	$G+Q+E_Y$	0	7.6	0.87	4.37	**5HA14**
	Etages	Travée	107.11	3120	$G+Q-E_Y$	0	8.9	0.87	4.37	**6HA14**
		appuis	-107.13	187	$G+Q+E_Y$	0	8.9	1.05	4.28	**6HA14**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

V.3.2/ 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 : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

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

  - ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
  - ✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec :

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

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Niveau	position	M_{Ser} (KN.m)	N° élément	$A_{adoptee}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	124.10	3227	14.07	8.5	C.V	-	-
		Appui	-158.11	3227	18.84	8.5	C.V	-	-
	Etages	Travée	62.72	3096	06.78	6.0	C.V	-	-
		Appui	-112.80	3095	12.31	9.9	C.V	-	-
Rive	Terrasse	Travée	55.44	3191	06.03	6.4	C.V	79.0	C.V
		Appui	-91.71	3191	10.65	6.4	C.V	79.0	C.V
	Etages	Travée	24.69	2798	03.39	4.2	C.V	50.6	C.V
		Appui	-48.29	3104	09.23	4.3	C.V	52.3	C.V

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

	Niv	position	M_{ser} (KN.m)	N^0 élément	$A_{adopté}$ $(cm)^2$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_b<\overline{\sigma_b}$ $\sigma_s<\overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	terrasse	travée	34.97	3233	5.65	9.4	15	-	202	OUI
		appuis	-32.70	3239	5.65	6.1		-		OUI
	Etages	Travée	36.89	2971	5.65	8.3	15	-	202	OUI
		Appuis	-36.44	2971	6.15	8.3		-		OUI
Rive	terrasse	Travée	7.38	3251	7.69	1.2	15	12.6	202	OUI
		appuis	10.31	3251	7.69	1.4		17.6		OUI
	Etages	travée	8.01	3120	9.23	1.3	15	12.8	202	OUI
		appuis	- 8.92	3120	9.23	1.1		14.3		OUI

Tableau V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres .

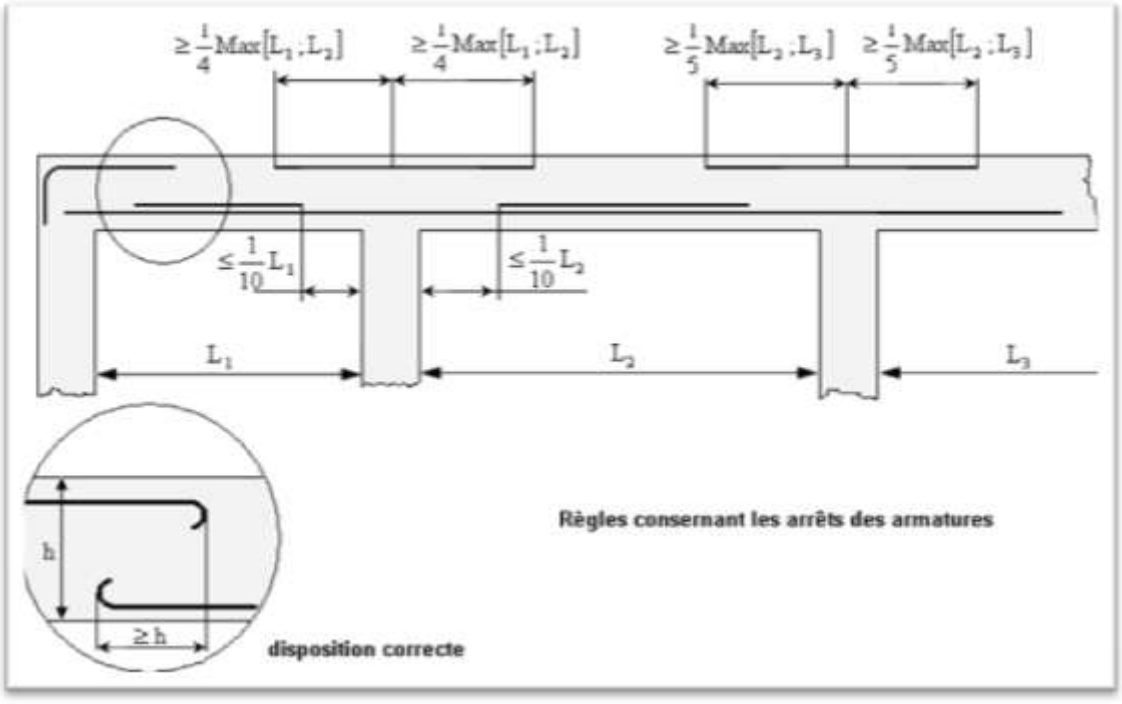


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.3.3/ Vérification des contraintes de cisaillement:

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le CBA93 (A5.1.2.1) : $\tau_u^{max} \leq \overline{\tau_u}$

T_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d},$$

	Poutres rive	Poutres intermédiaires
Poutres intermédiaires.	les fissurations préjudiciables	les fissurations peu nuisibles
τ_u	$\overline{\tau_u} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\overline{\tau_u} = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5MPa	$\overline{\tau_u}$ =3.30MPa
situation accidentals	$\overline{\tau_u}$ =3.26MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34MPa

Tableau V.5 :calcul de τ

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Niveau	Vu (KN)	N° element	N° neoud	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	335.71	3227	616	ELU	0.23	3.3	C.V
	Etages	166.74	3095	536	ELU	0.11	3.3	C.V
Rive	Terrasse	168.98	3191	603	ELU	0.11	2.5	C.V
	Etages	79.16	2929	504	ELU	0.05	2.5	C.V

Tableau. V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niv	V_u (KN)	N° (élément)	combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Intermediaries	Terrasse	47.86	3239	ELU	0.060	3.30	**C.V**
	Etage	17.06	2976	ELU	0.021	3.30	**C.V**
Rive	Terrasse	60.21	193	ELU	0.076	3.30	**C.V**
	Etage	18.27	187	ELU	0.023	3.30	**C.V**

Tableau. V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

V.3.4/ Calcul des armatures transversales:

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible

Des valeurs suivantes :

✓ **D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :**

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & zone\ nodale \\ S_t = \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93** : $\begin{cases} S_t \le Min(0.9d;\ 40cm) \\ S_t \le \dfrac{A_t.f_e}{0.4.b} \end{cases}$

La section d'armature transversale doit respecter la condition suivante :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \end{cases}$$

Avec : K = 1 ; α = 90°

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At.) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (Mpa)	St (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm2)
35x45	0.23	36.45	1.2	11.25	22.5	2.01	5	15	**2.01=4Φ8**
25x35	0.076	28.35	0.71	8.75	17.5	1.31	5	15	**2.01=4Φ8**

Tableau V.8 .vérification de l'espacement et calcule des armatures transversales.

V.3.5/ Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$.
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0}$.

Avec : $Mt = KxM_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

- $\dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

sens	section	L_{max}(m)	h/l	1/16	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	vérification
porteur	35x45	5.65	0.079	0.062	0.08	0.0050	0.0105	**C.V**
Non porteur	25x35	3.53	0.099	0.062	0.08	0.0078	0.0105	**C.V**

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

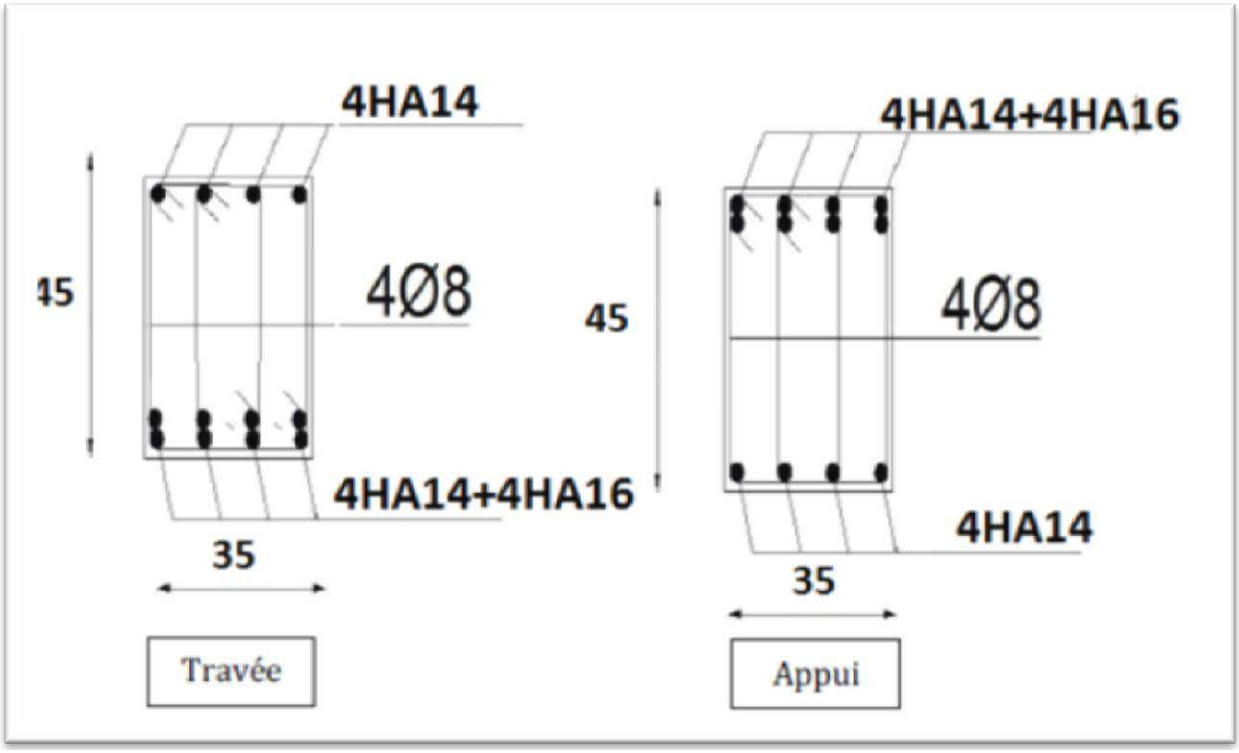


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de niveau de terrasse.

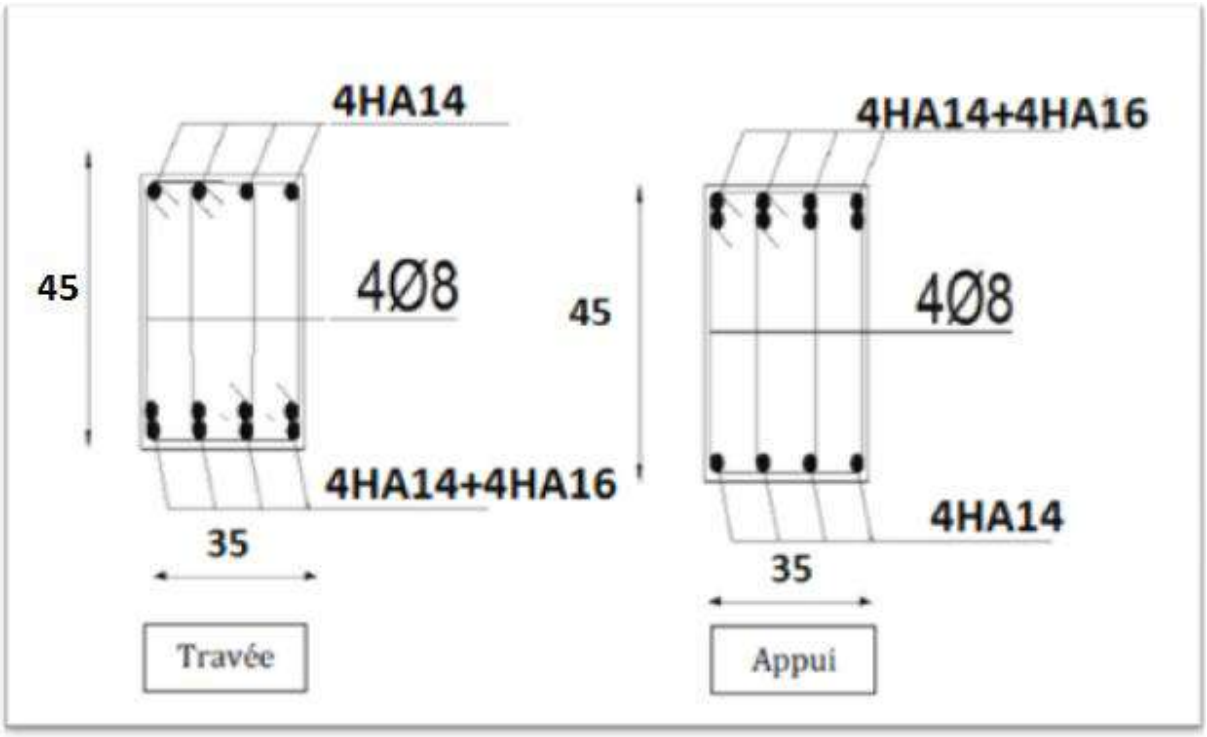


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de niveau de terrasse.

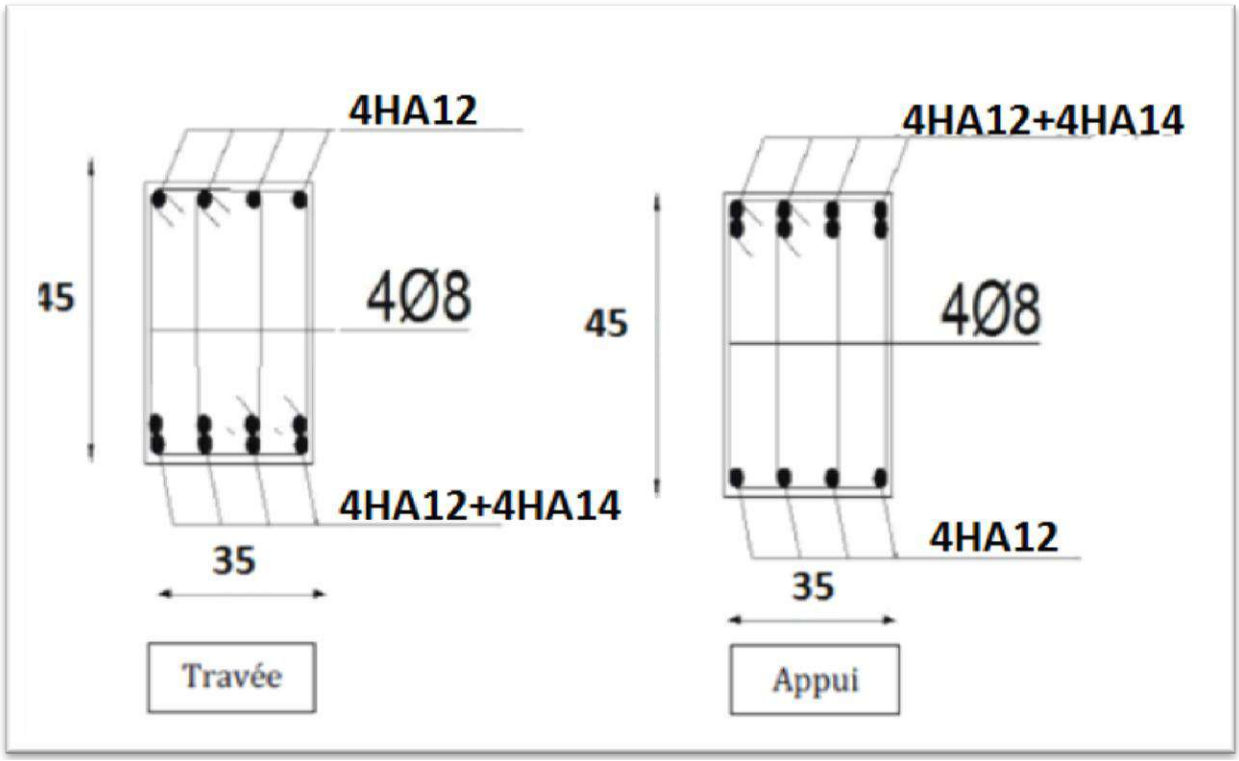


Figure V.4. Ferraillages des poutres principales de rive du niveau de terrasse.

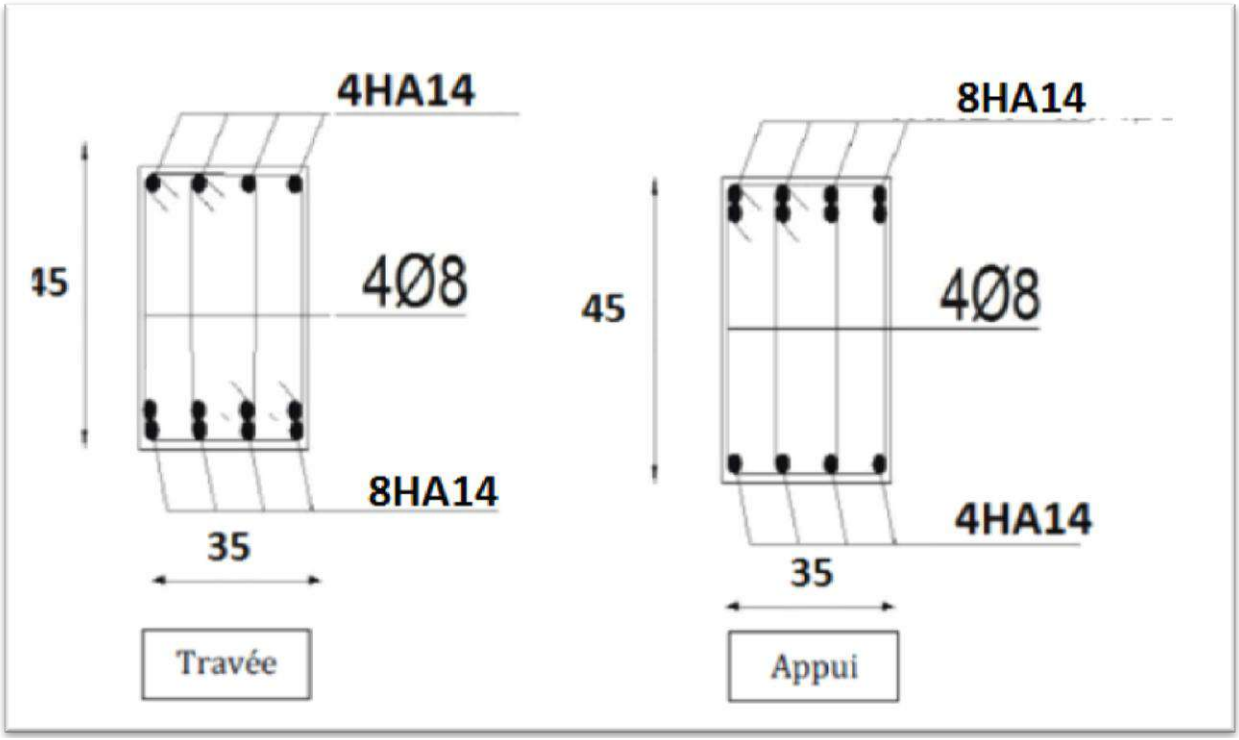


Figure V.5. Ferraillages des poutres principales de rive du niveau d'étage.

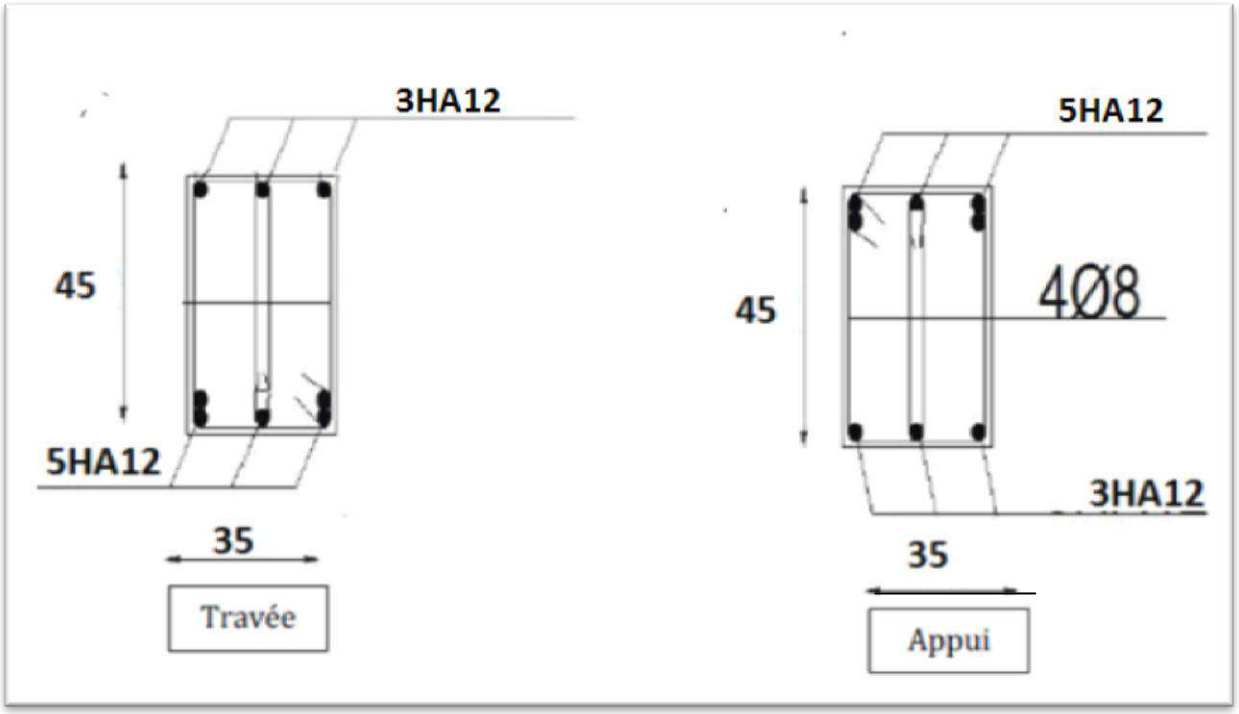


Figure V.6. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse.

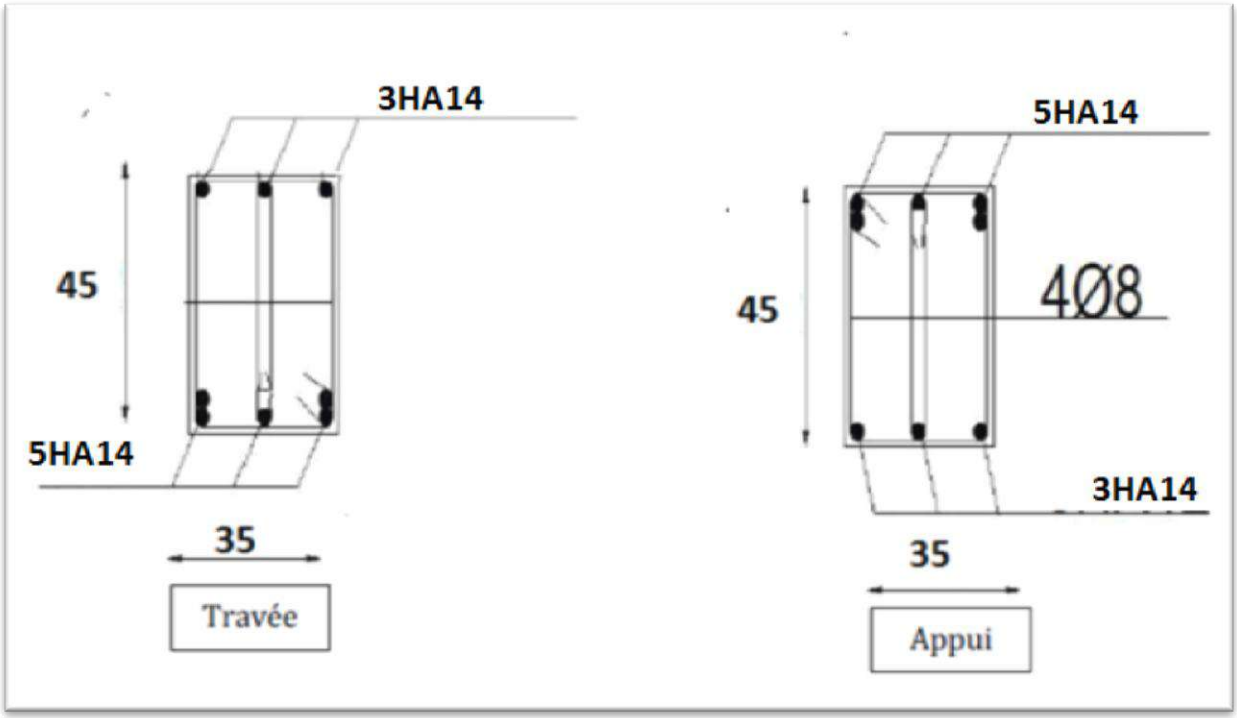


Figure V.7. Ferraillages des poutres secondaires rives du niveau terrasse.

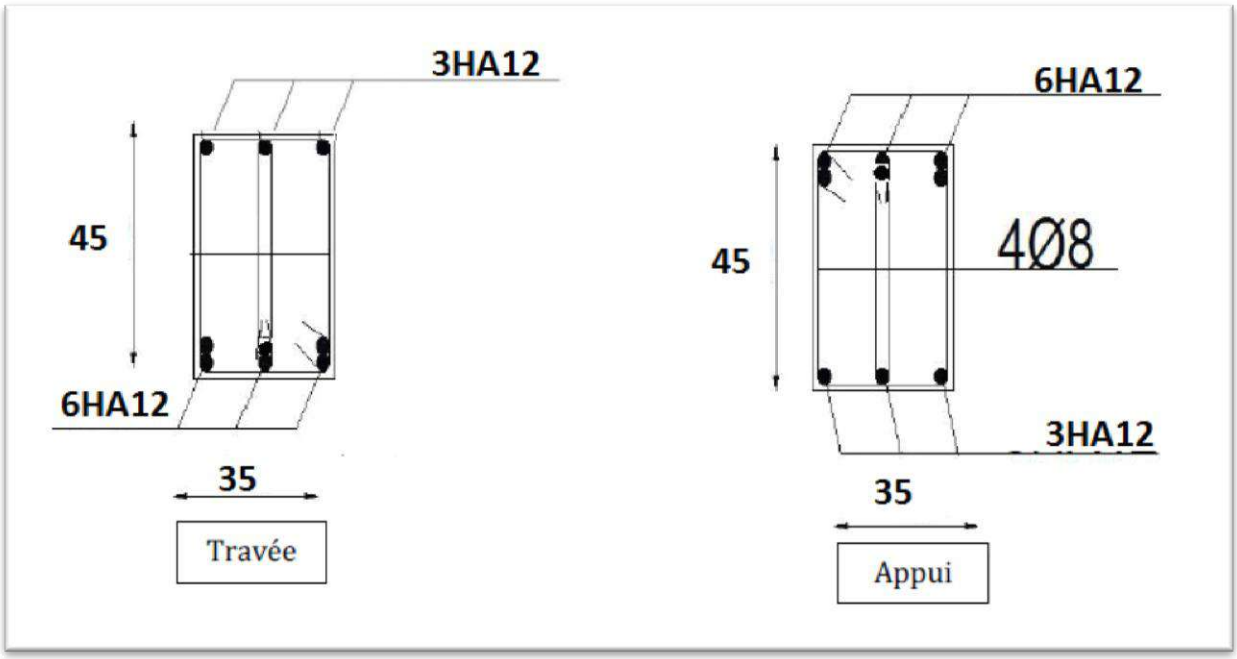


Figure V.8. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires du niveau étage.

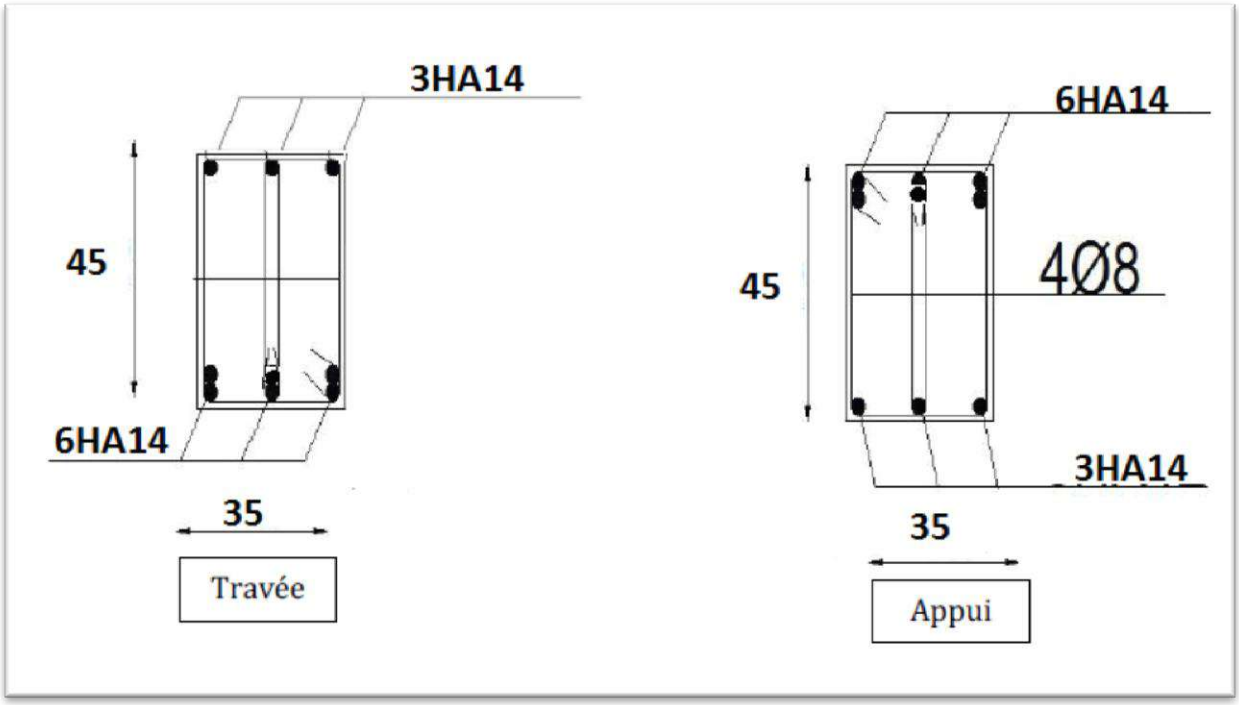


Figure V.9. Ferraillages des poutres secondaires rives du niveau étages.

V.4. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal "**N**" et un moment de fléchissant "**M**".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois sections suivantes :

- ❖ Section entièrement tendue.
- ❖ Section partiellement tendue.
- ❖ Section entièrement comprimée.

V.4.1/ Recommandation des règlements :

✓ **Selon le RPA99 (Art 7.4.2.1) :**

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

➢ Leur pourcentage en zone IIa est limité par :

- $0.8\% \leq A / b.h \leq 4\ \%$ (en zone courante).
- $0.8\% \leq A / b.h \leq 6\ \%$ (en zone nodale).

✓ Leur diamètre minimal et de 12mm.
✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
✓ La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

✓ **Selon le CBA 93 :**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ ; & \text{pour 1m de longueur du parement.} \\ 0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \%. \end{cases}$$

V.4.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

✓ G +Q ± E
✓ 0,8G ± E
✓ G +Q ±1,2 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.4.3. 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 2 eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement**.**

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

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$ **:** généralement pour le béton

- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

  - ✓ MG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - ✓ Lf: 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.

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

- on doit vérifier que :

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

1ére Cas Les poteaux carrés :

A /les poteaux en section (35x35), (40x40), (45x45)

	Soill	valeur	M_{uG} (KN.m)	combi	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	*lf/h*	max(25et $(20xe_1/h)$	Vérif.
35x35	N_{max}	580.63	10.69	ELU	6.43	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	37.34								
	M_{max}	119.49	23.85	ELU	68.26	0.12	2	7	25	C.V
	N_{corr}	175.03								
	N_{min}	-127.69	18.36	0.8G-E_y	18.52	0.18	2	7	25	C.V
	M_{corr}	23.66								
35x35	N_{max}	775.22	6.93	ELU	3.46	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	26.90								
	M_{max}	53.05	17.98	ELU	43.36	0.12	2	7	25	C.V
	N_{corr}	122.34								
	N_{min}	-123.46	3.38	0.8G-E_y	16.24	0.12	2	7	25	C.V
	M_{corr}	20.05								
35x35	N_{max}	992.55	5.80	ELU	2.35	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	23.35								
	M_{max}	54.06	15.35	ELU	38.69	0.13	2	7	25	C.V
	N_{corr}	139.71								
	N_{min}	234.52	2.88	0.8G-E_y	10.54	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	24.74								
40x40	N_{max}	1216.49	10.08	ELU	2.40	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	29.22								
	M_{max}	66.17	21.83	0.8G-E_x	33.97	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	194.77								
	N_{min}	-405.35	6.66	0.8G-E_y	7.07	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.67								
	N_{max}	1451.16	6.66	ELU	1.53	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	22.32								

40x40	M_{max}	52.51	17.61	0.8G-E_x	22.73	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	230.97								
	N_{min}	597.42	2.72	0.8G-E_y	4.69	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.04								
40x40	N_{max}	1705.97	5.95	ELU	1	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	16.95								
	M_{max}	44.87	15.35	0.8G-E_x	17.21	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	260.71								
	N_{min}	-848.09	2.72	0.8G-E_y	3.38	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.70								
45x45	N_{max}	1981.20	4.54	ELU	0.64	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	12.80								
	M_{max}	49.44	2.75	0.8G-E_x	3.97	0.11	2	7	25	C.V
	N_{corr}	-1245.33								
	N_{min}	-1245.33	2.75	0.8G-E_y	3.97	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	49.44								

Tableau V.10. Corrections des moments dans les poteaux carrés à l'ELU (A)

B/les poteaux en section (50x50), (55x55), (60x60) :

	Soill	valeur	M_G (KN.m)	combi	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	*lf/h*	max(25et (20xe_1/h)	Vérif.
50x50	N_{max}	118.22	19.78	ELU	24.4	0.18	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.88								
	M_{max}	64.75	26.14	ELU	130.67	0.16	2	7	25	C.V
	N_{corr}	49.55								
	N_{min}	118.22	19.78	0.8G-E_y	24.4	0.18	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.88								
50x50	N_{max}	237.35	15.99	ELU	11.43	0.17	2	7	25	C.V
	M_{corr}	27.13								
	M_{max}	37.52	14.69	ELU	45.07	0.15	2	7	25	C.V
	N_{corr}	83.23								
	N_{min}	237.35	15.99	0.8G-E_y	11.43	0.17	2	7	25	C.V
	M_{corr}	27.13								
50x50	N_{max}	389.56	15.93	ELU	6.28	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	24.49								
	M_{max}	41.03	14.55	ELU	29.9	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	137.13								
	N_{min}	389.56	15.93	0.8G-E_y	6.28	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	24.49								
55x55	N_{max}	536.22	17.13	ELU	5.62	0.16	2	7	25	C.V
	M_{corr}	30.16								
	M_{max}	42.22	18.26	0.8G-E_x	22.23	0.15	2	7	25	C.V
	N_{corr}	189.91								
	N_{min}	536.22	17.13	0.8G-E_y	5.62	0.16	2	7	25	C.V
	M_{corr}	30.16								
55x55	N_{max}	674.51	15.95	ELU	4.26	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.74								
	M_{max}	34.04	16.18	0.8G-E_x	14.28	0.15	2	7	25	C.V
	N_{corr}	238.37								
	N_{min}	674.51	15.95	0.8G-E_y	4.26	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.74								

Tableau V.11. Corrections des moments dans les poteaux carré l'ELU (B)

2éme cas Les poteaux circulaires :

	Soill	valeur	M_{uG} (KN.m)	com	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	*lf/h*	max(25et (20xe_1/h)	vérif.
35x35	N_{max}	307.39	11.82	ELU	14.28	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	43.91								
	M_{max}	43.91	11.82	ELU	14.28	0.13	2	7	25	C.V
	N_{corr}	307.39								
	N_{min}	-61.93	2	0.8G-E_y	0.16	2.22	2	7	25	C.V
	M_{corr}	0.1								
35x35	N_{max}	387.14	10.50	ELU	8.82	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	34.18								
	M_{max}	34.18	10.50	ELU	8.82	0.13	2	7	25	C.V
	N_{corr}	387.14								
	N_{min}	-76.83	0.83	0.8G-E_y	11.02	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	8.47								
35x35	N_{max}	489.43	9.02	ELU	5.89	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	28.85								
	M_{max}	28.85	9.02	ELU	5.89	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	489.43								
	N_{min}	-124.32	0.54	0.8G-E_y	6.71	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	8.35								
40x40	N_{max}	603.52	11.21	ELU	5.81	0.11	2	7	25	C.V
	M_{corr}	35.08								
	M_{max}	39.95	11.21	0.8G-E_x	11.26	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	354.6								
	N_{min}	-202.56	4.69	0.8G-E_y	5.33	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	10.80								
40x40	N_{max}	722.02	9.56	ELU	4.08	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	29.49								
	M_{max}	33.33	9.56	0.8G-E_x	15.85	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	210.23								
	N_{min}	-303.96	4.11	0.8G-E_y	3.05	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	9.30								

40x40	N_{max}	878.27	7.43	ELU	2.57	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	22.65								
	M_{max}	23.85	7.43	0.8G-E_x	32.29	0.14	2	7	25	C.V
	N_{corr}	73.61								
	N_{min}	-435.27	3.21	0.8G-E_y	1.77	0.15	2	7	25	C.V
	M_{corr}	7.72								
45x45	N_{max}	1066.52	3.47	ELU	0.97	0.14	2	7	25	C.V
	M_{corr}	10.44								
	M_{max}	29.25	6.47	0.8G-E_x	5.00	0.13	2	7	25	C.V
	N_{corr}	584.35								
	N_{min}	-672.74	2.97	0.8G-E_y	1.13	0.13	2	7	25	C.V
	M_{corr}	7.61								

Tableau V.12. Corrections des moments dans les poteaux circulaires à l'ELU

V.4.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- **les poteaux carrés (A) :**

	M_G (kN.m)	N (kN)	Comb	sect	M_1 (kN.m)	A(cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
35x35	49.70	580.63	ELU	SPC	8.55	0	0
	123.18	175.03	ELU	SPC	70.37	10.56	8HA14
	26.43	127.69	0.8G-Ey	SPC	20.69	0.89	0
35x35	43.33	775.22	ELU	SPC	5.58	0	0
	55.64	122.34	ELU	SPC	45.36	3.13	3HA14
	22.64	123.46	0.8G-Ey	SPC	18.33	0	0
35x35	44.46	992.55	ELU	SPC	4.47	0	0
	57.02	-1245.33	ELU	SPC	4.57	0	0
	29.66	234.52	0.8G-Ey	SPC	12.64	0	0
40x40	55.22	1216.49	ELU	SPC	4.53	0	0
	70.33	194.77	0.8G-Ex	SPC	36.10	2.45	3HA14
	37.29	405.35	0.8G-Ey	SPC	9.19	0	0
40x40	53.11	1451.16	ELU	SPC	3.65	0	0
	57.44	230.97	0.8G-Ex	SPC	24.86	0.79	0
	40.62	597.42	0.8G-Ey	SPC	5.20	0	0
40x40	53.56	1705.97	ELU	SPC	4.70	0	0
	50.44	260.71	0.8G-Ex	SPC	11.12	0	0
	46.56	848.09	0.8G-Ey	SPC	0.70	0	0
45x45	55.07	1981.20	ELU	SPC	4.75	0	0
	75.71	-1245.33	0.8G-Ex	SPC	6.07	0	0
	75.71	1245.33	0.8G-Ey	SPC	6.07	0	0

	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
		Nodale	Courante	
35x35	9.8	73.5	49	**4HA12+4HA14**=10.68
35x35	9.8	73.5	49	**4HA12+4HA14**=10.68
35x35	9.8	73.5	49	**4HA12+4HA14**=10.68
40x40	12.80	96	64	**12HA12**=13.57
40x40	12.80	96	64	**12HA12**=13.57
40x40	12.80	96	64	**12HA12**=13.57
45x45	16.20	121.5	81	**8HA14+4HA12**=17.65

Tableaux V.13. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carrés à l'ELU(A) .

❖ **Les poteaux carrés B :**

	M_G (kN.m)	N (kN)	Comb	sect	M_1 (kN.m)	A(cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
50x50	31.42	118.22	ELU	SPC	26.57	0	0
	65.75	49.55	ELU	SPC	132.7	3.25	3HA14
	31.42	118.22	0.8G-Ey	SPC	26.57	0	0
50x50	47.22	237.35	ELU	SPC	19.89	0	0
	39.31	83.23	ELU	SPC	47.23	1.05	3HA14
	32.27	237.35	0.8G-Ey	SPC	13.59	0	0
50x50	32.83	389.56	ELU	SPC	8.42	0	0
	43.93	137.13	ELU	SPC	32.03	0.48	0
	32.83	389.56	0.8G-Ey	SPC	8.42	0	0
55x55	41.71	536.22	ELU	SPC	7.77	0	0
	46.30	189.91	0.8G-Ex	SPC	24.37	0	0
	41.71	536.22	0.8G-Ey	SPC	7.77	0	0
55x55	46.30	674.51	ELU	SPC	6.86	0	0

	41.71	238.37	0.8G-Ex	SPC	5.71	0	0
	43.23	674.51	0.8G-Ey	SPC	6.86	0	0
55x55	43.40	809.60	ELU	SPC	5.36	0	0
	43.23	73.61	0.8G-Ex	SPC	58.72	0.21	0
	62.98	809.60	0.8G-Ey	SPC	7.77	0	0
60x60	60.04	935.32	ELU	SPC	6.41	0	0
	56.26	343.08	0.8G-Ex	SPC	16.39	0	0
	60.04	935.32	0.8G-Ey	SPC	6.41	0	0

	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
		Nodale	Courante	
50x50	20	150	100	**8HA14+4HA16**=20.35
50x50	20	150	100	**8HA14+4HA16=**20.35
50x50	20	150	100	**8HA14+4HA16=**20.35
55x55	24.2	181.5	121	**12HA16**=24.12
55x55	24.2	181.5	121	**12HA16**=24.12
55x55	24.2	181.5	121	**12HA16**=24.12
60x60	28.8	216	144	**6HA16+ 6HA20**=30.9

Tableaux V.14. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carrés à l'ELU(b).

❖ **Les poteaux circulaires :**

	M_G (kN.m)	N (kN)	Comb	sect	M_1 (kN.m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
35x35	49.18	307.39	ELU	SPC	15.99	0	0
	49.18	307.39	ELU	SPC	15.99	0	0
	2.47	-61.93	0.8G-E_y	SPC	3.98	0	0
35x35	38.71	387.14	ELU	SPC	9.99	0	0
	38.71	-387.14	ELU	SPC	9.99	0	0
	9.98	-76.83	0.8G-E_y	SPC	12.98	0	0
35x35	39.15	489.43	ELU	SPC	7.99	0	0
	39.15	489.43	ELU	SPC	7.99	0	0
	10.96	124.32	0.8G-E_y	SPC	8.81	0	0
40x40	47.67	603.52	ELU	SPC	7.89	0	0
	46.1	50.01	0.8G-E_x	SPC	92.2	1.68	3HA14
	14.9	-202.56	0.8G-E_y	SPC	7.73	0	0
40x40	44.7	722.02	ELU	SPC	6.19	0	0
	37.84	59.68	0.8G-E_x	SPC	63.40	1.13	3HA14
	15.81	303.96	0.8G-E_y	SPC	5.20	0	0
40x40	41.27	878.27	ELU	SPC	4.70	0	0
	8.19	73.61	0.8G-E_x	SPC	11.12	0	0
	2.94	-435.27	0.8G-E_y	SPC	0.70	0	0
45x45	31.99	-672.74	ELU	SPC	4.75	0	0
	40.90	584.35	0.8G-E_x	SPC	6.99	0	0
	21.52	1066.52	0.8G-E_y	SPC	2.01	0	0

	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{max\ RPA}$ (cm²)	$A_{choisies}$ (cm²)
		Nodale	Courante	
35x35	8.65	57.69	38.46	**8HA12**=9.05
35x35	8.65	57.69	38.46	**8HA12**=9.05
35x35	8.65	57.69	38.46	**8HA12**=9.05
40x40	11.30	75.36	50.24	**8HA14**=12.31
40x40	11.30	75.36	50.24	**8HA14**=12.31
40x40	11.30	75.36	50.24	**8HA14**=12.31
45x45	14.30	95.37	63.58	**6HA16+2HA14**=15.14

Tableaux V.15. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux circulaires à l'ELU.

V.4.5/ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L ; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 201.63\,MPa$

❖ **Les poteaux carrés (a) :**

Niveau	Section B	M_{ser} (knm)	N_{ser} (kn)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Terrasse	35x35	82.24	119.92	150.3	201.63	12.9	15	C.V
6	35x35	37.11	84.71	71.5	201.63	6.0	15	C.V
5	35x35	37.72	96.89	73.8	201.63	6.1	15	C.V
4	40x40	46.24	844.54	111.2	201.63	7.8	15	C.V
3	40x40	36.73	160.51	54.5	201.63	4.1	15	C.V
2	40x40	31.41	181.29	43.5	201.63	3.2	15	C.V
RDC	45x45	28.15	225.24	44.1	201.63	3.2	15	C.V

Tableau V.16. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

❖ **Les poteaux carrés (B) :**

Niveau	Section A	M_{ser} (knm)	N_{ser} (kn)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Terrasse	50x50	24.57	85.23	0.1	201.63	1.2	15	C.V
6	50x50	18.75	169.3	0	201.63	1.2	15	C.V
5	50x50	18.93	277.7	0	201.63	1.6	15	C.V
4	55x55	22.70	382.3	0	201.63	1.7	15	C.V
3	55x55	20.57	481.1	0	201.63	1.9	15	C.V
2	55x55	20.35	577.8	0	201.63	2.2	15	C.V
RDC	60x60	19.25	668.2	0	201.63	2	15	C.V

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

❖ **Les poteaux circulaires :**

Niveau	Sections D (cm)	M_{ser} (knm)	N_{ser} (kn)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Terrasse	35	30.46	210.27	125.7	201.63	10.1	15	C.V
6	35	23.84	267.60	40.7	201.63	7.7	15	C.V
5	35	20.13	340.45	4	201.63	7	15	C.V
4	40	24.51	421.47	0	201.63	6.1	15	C.V
3	40	20.61	505.63	0	201.63	6.2	15	C.V
2	40	15.85	616.09	0	201.63	6.3	15	C.V
RDC	45	9.89	749.05	0	201.63	5	15	C.V

Tableau V.18. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

V.4.6/ Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

A) Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans les poteaux est conventionnellement prise égale à:

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

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

➢ **RPA 99 (Art 7.4.3.2):**

La contrainte admissible est : $\bar{\tau}_b = \rho_d . f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

➢ **CBA 93 (A.5.1.2.1) :**

La contrainte de cisaillement admissible pour les poteaux sont la même pour les poutres.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau suivant :

❖ **Les poteaux carrés (A) :**

Niveau	Section B	M_{ser} (knm)	N_{ser} (kn)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Terrasse	35x35	82.24	119.92	150.3	201.63	12.9	15	C.V
6	35x35	37.11	84.71	71.5	201.63	6	15	C.V
5	35x35	37.72	96.89	73.8	201.63	6.1	15	C.V
4	40x40	46.24	844.54	111.2	201.63	7.8	15	C.V
3	40x40	36.73	160.51	54.5	201.63	4.1	15	C.V
2	40x40	31.41	181.29	43.5	201.63	3.2	15	C.V
RDC	45x45	28.15	225.24	44.1	201.63	3.2	15	C.V

Tableau V.19. Vérifications des contraintes de cisaillement.

Les poteaux carrés (B) :

Niveau	Section (cm^2)	T_{umax} (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	situat	$\tau_{b\ adm}$ (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	obs
terrasse	50x50	33.22	0.143	17.43	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
6	50x50	25.31	0.112	17.43	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
5	50x50	25.68	0.114	17.43	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
4	55x55	28.98	0.106	15.85	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
3	55x55	26.11	0.095	15.85	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
2	55x55	21.29	0.078	15.85	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
RDC	60x60	24.82	0.32	14.53	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V

Tableau V.20. Vérifications des contraintes de cisaillement.

❖ **Les poteaux circulaires :**

Niveau	Section D (cm^2)	T_{umax} (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	situat	$\tau_{b\ adm}$ (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	obs
terrasse	35	24.58	0.225	28.8	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
6	35	25.33	0.229	28.8	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
5	35	25.58	0.232	28.8	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
4	40	32.21	0.223	25.5	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
3	40	32.17	0.223	25.5	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
2	40	27.51	0.190	25.5	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V
RDC	45	42.07	0.230	22.4	0.075	ACC	1.87	4.32	C.V

Tableau V.21. Vérifications des contraintes de cisaillement.

V.4.7 /Calcul des aciers transversaux :

Les armatures transversales « A_t » des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\mathbf{A_t}= \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_t \cdot f_e} \qquad \text{(Art 7.4.2.2 RPA 99)}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section du poteau.

***fe* :** contrainte limite élastique de l'acier (235Mpa).

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique.

$$\boldsymbol{\rho_a} = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda < 5. \end{cases}$$

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \begin{cases} 10\ \text{cm} & \text{(en zone nodale).} \\ \text{Min } (b/2;h/2;10\ \varphi_l) & \text{(en zone courante).} \end{cases}$$

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t.b_t} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \\ \text{interpoler entre les deux valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varphi_l$ au minimum.

Les armatures utilisées sont de type rond lisse, de nuance FeE235.

La section, le nombre et l'espacement des armatures transversales "At." sont résumés Dans le tableau suivant :

❖ **Les poteaux carrés (A) :**

Niv	section (cm^2)	Tu (KN)	Zone	$S_{t\ cal}$ (cm)	$S_{t\ adopt}$ (cm)	ρ_a	A_{tcal} (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ adopt}$ (cm^2)	Nbr des barres
Terrasse	35×35	93.13	ZN	10	10	2.5	0.28	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.42	1.57	2.01	**4φ8**
5	35×35	52.20	ZN	10	10	2.5	0.15	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.23	1.57	2.01	**4φ8**
4	35×35	54.03	ZN	10	10	2.5	0.16	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.24	1.57	2.01	**4φ8**
3	40x40	60.67	ZN	10	10	2.5	0.16	1.20	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.24	1.80	2.01	**4φ8**
2	40x40	58.30	ZN	10	10	2.5	0.15	1.20	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.23	1.80	2.01	**4φ8**
1	40x40	46.49	ZN	10	10	2.5	0.12	1.20	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.18	1.80	2.01	**4φ8**
RDC	45x45	79.02	ZN	10	10	2.5	0.18	1.35	2.01	**4φ8**
			ZC	15	15	2.5	0.28	2.01	2.01	**4φ8**

Tableau V.22. Les armatures transversales et leurs espacements.

❖ **les poteaux carrés(B) :**

Niv	Section (cm^2)	Tu (KN)	Zone	$S_{t\ cal}$ (cm)	$S_{t\ adopté}$ (cm)	ρ_a	A_{tcal} (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ adopté}$ (cm^2)	Nbr des barres
Terrasse	50x50	33.22	ZN	10	10	2.5	0.57	1.5	3.14	**4φ10**
			ZC	25	15	2.5	1.15	2.25	3.14	**4φ10**
5	50x50	25.31	ZN	10	10	2.5	0.57	1.5	3.14	**4φ10**
			ZC	25	15	2.5	0.87	2.25	3.14	**4φ10**
4	50x50	25.68	ZN	10	10	2.5	0.44	1.5	3.14	**4φ10**
			ZC	25	15	2.5	0.89	2.25	3.14	**4φ10**
3	55x55	28.98	ZN	10	10	2.5	0.50	1.65	3.14	**4φ10**
			ZC	27.5	15	2.5	1.00	2.47	3.14	**4φ10**
2	55x55	26.11	ZN	10	10	2.5	0.45	1.65	3.14	**4φ10**
			ZC	27.5	15	2.5	0.83	2.47	3.14	**4φ10**
1	55x55	21.29	ZN	10	10	2.5	0.36	1.65	3.14	**4φ10**
			ZC	27.5	15	2.5	0.90	2.47	3.14	**4φ10**
RDC	60x60	24.82	ZN	10	10	2.5	0.43	1.8	3.14	**4φ10**
			ZC	30	15	2.5	0.86	2.7	3.14	**4φ10**

Tableau V.23. Les armatures transversales et leurs espacements(B).

❖ **les poteaux circulaires :**

Niv	section D (cm^2)	Tu (KN)	Zone	$S_{t\ cal}$ (cm)	$S_{t\ adopt}$ (cm)	ρ_a	A_{tcal} (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)	$A_{t\ adopté}$ (cm^2)	Nbr des barres
Terrasse	**35**	24.58	ZN	10	10	2.5	0.42	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	17.5	15	2.5	0.63	1.57	2.01	**4φ8**
5	**35**	25.33	ZN	10	10	2.5	0.43	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	17.5	15	2.5	0.65	1.57	2.01	**4φ8**
4	**35**	25.58	ZN	10	10	2.5	0.44	1.05	2.01	**4φ8**
			ZC	17.5	15	2.5	0.66	1.57	2.01	**4φ8**
3	**40**	32.21	ZN	10	10	2.5	0.55	1.2	2.01	**4φ8**
			ZC	20	15	2.5	0.83	1.8	2.01	**4φ8**
2	**40**	32.17	ZN	10	10	2.5	0.55	1.2	2.01	**4φ8**
			ZC	20	15	2.5	0.83	1.8	2.01	**4φ8**
1	**40**	27.51	ZN	10	10	2.5	0.47	1.2	2.01	**4φ8**
			ZC	20	15	2.5	0.71	1.8	2.01	**4φ8**
RDC	**45**	2.07	ZN	10	10	2.5	0.73	1.35	2.01	**4φ8**
			ZC	22.5	15	2.5	1.09	2.03	3.14	**4φ10**

Tableau V.24. Les armatures transversales et leurs espacements(B).

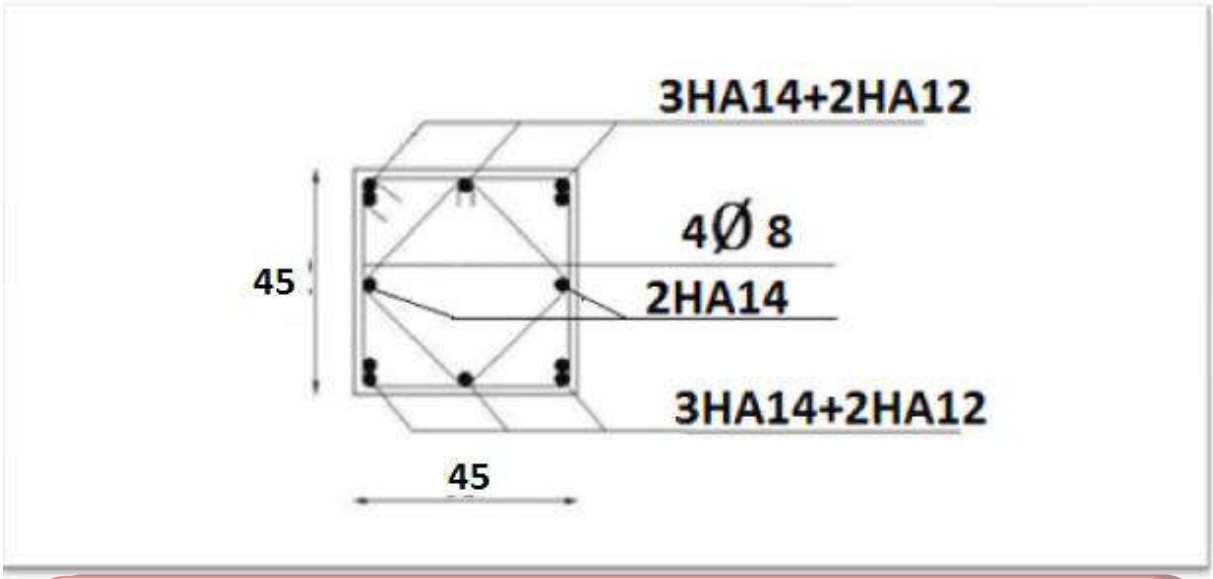


Figure V.10. Ferraillage des poteaux (A) de RDC.

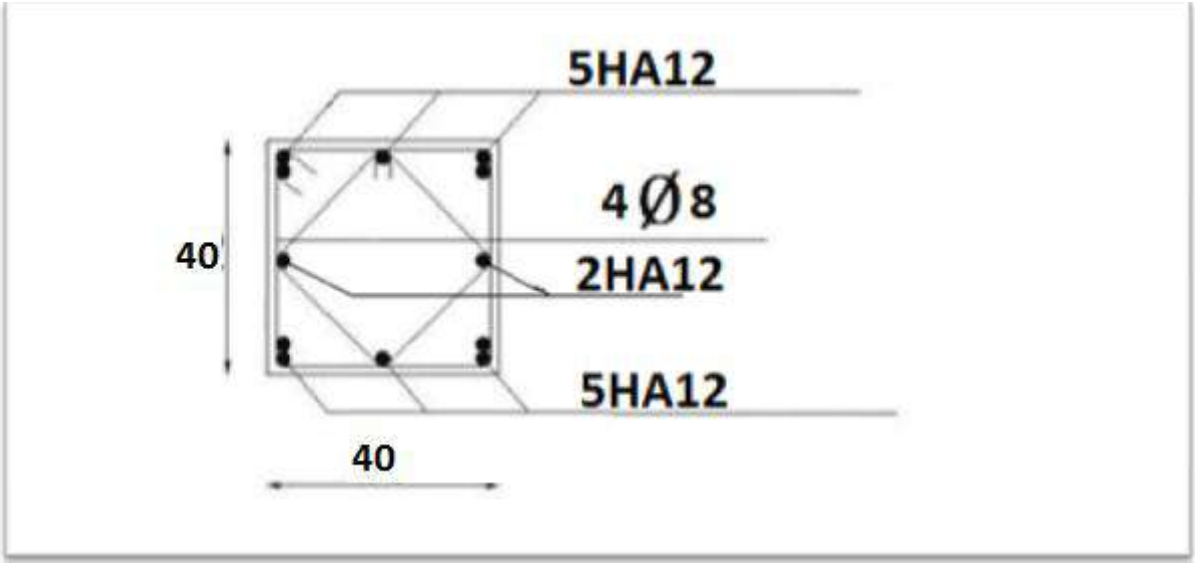


Figure V.11. Ferraillage des poteaux (A) des étages 1, 2,3.

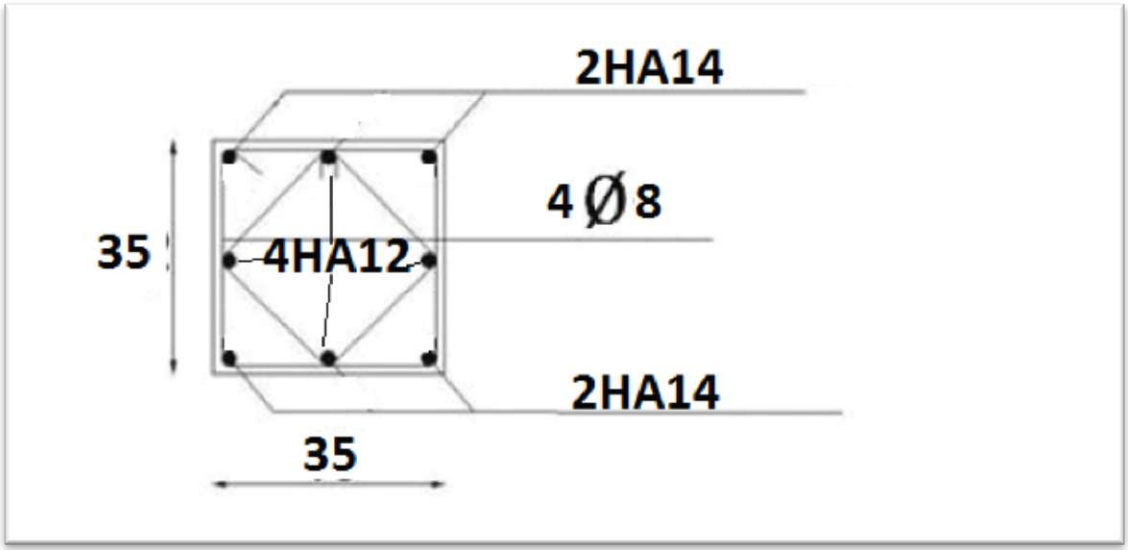


Figure V.12. Ferraillage des poteaux (A) des étages 4,5 ,6.

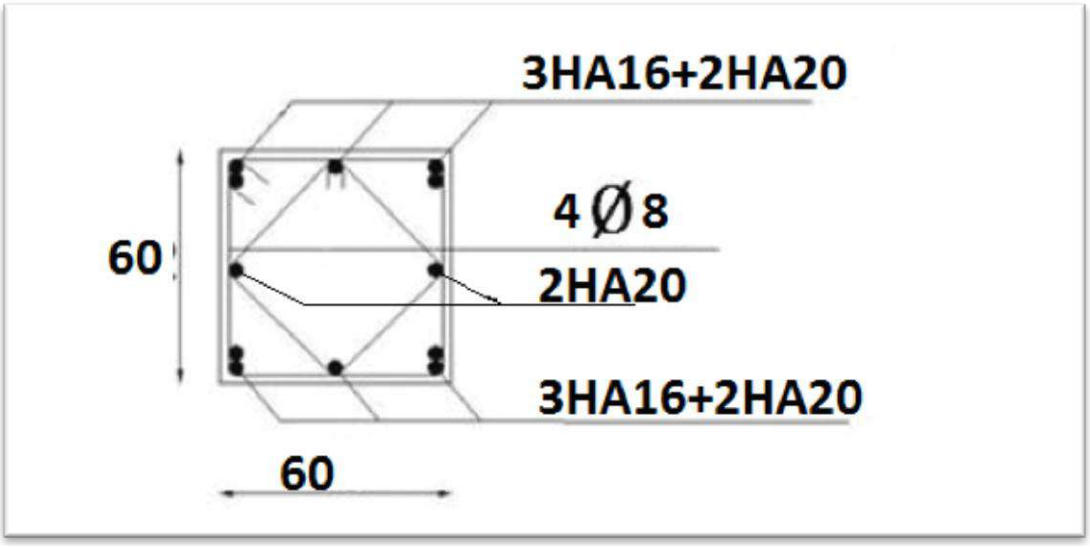


Figure V.13. Ferraillage des poteaux (B) de RDC.

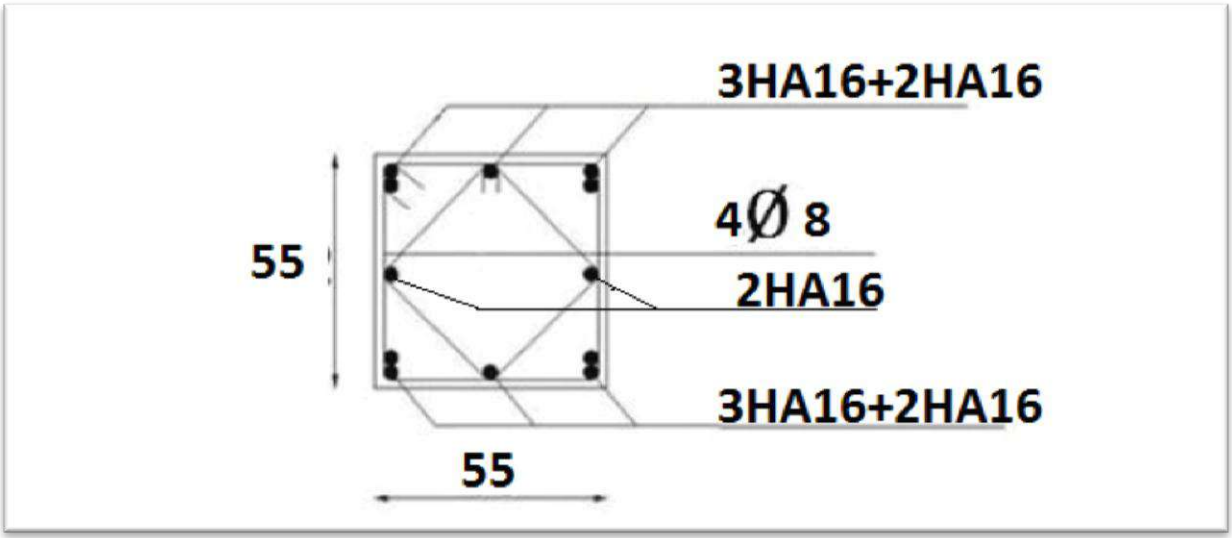


Figure V.14. Ferraillage des poteaux (B) des étages 1,2, 3.

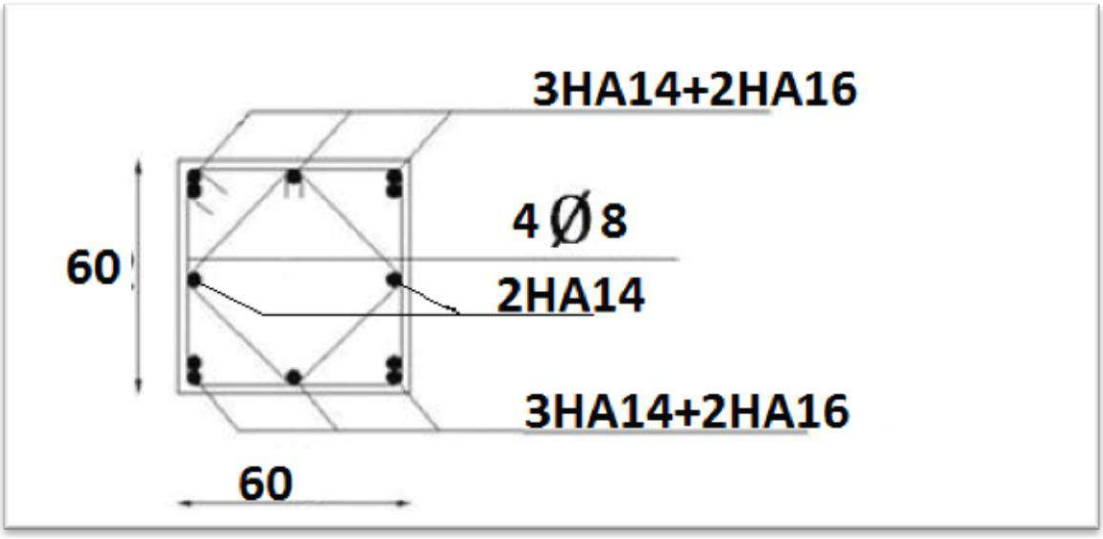


Figure V.15. Ferraillage des poteaux (b) des étages 4, 5,6.

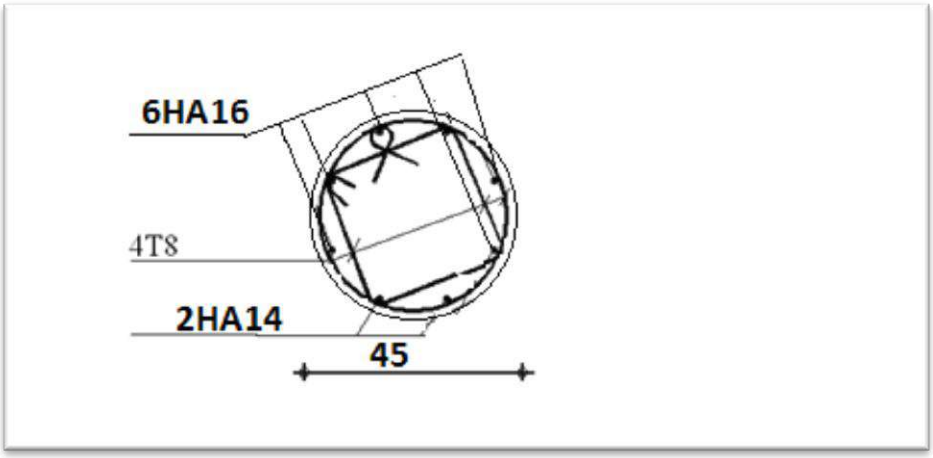


Figure V.16. Ferraillage des poteaux circulaires de RDC.

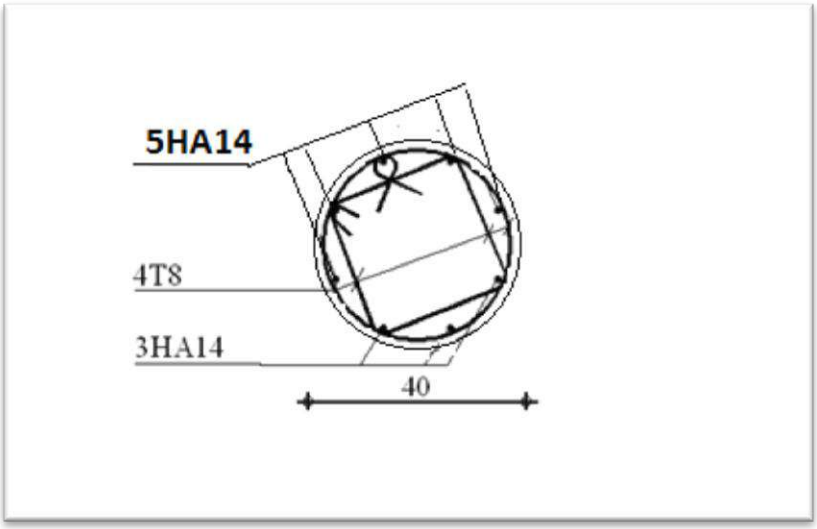


Figure V.17. Ferraillage des poteaux circulaires des étages 1, 2,3.

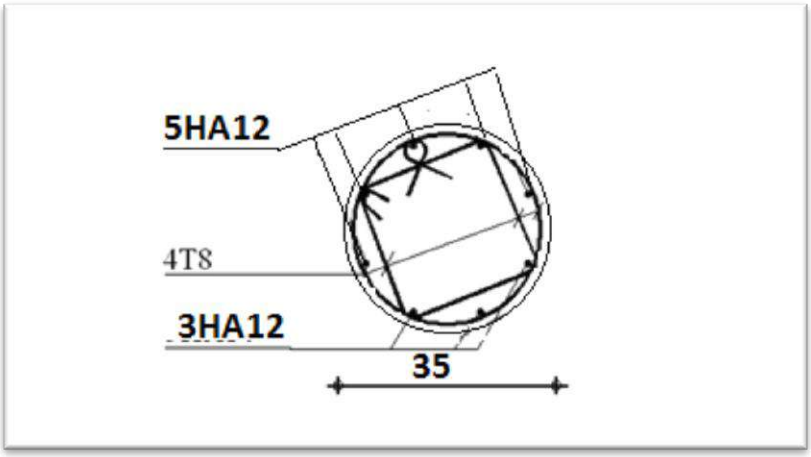


Figure V.18. Ferraillage des poteaux circulaires des étages 4,5,6.

V.5/ Ferraillage des voiles:

V.5.1/ Introduction:

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 provoqua 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.

V.5.2/ Etude des voiles à partir du logiciel "ROBO":

La modélisation des voiles est faite en décomposant chaque voile en éléments discrétisés. On rappelle que plus le nombre des éléments est grand plus on aura une meilleure précision sur la distribution des efforts internes agissant sur le voile.

V.5.3/ Ferraillage des voiles à l'E.L.U:

V.5.3.1/ Les armatures verticales:

Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux forces des refends.

Les armatures verticales seront calculées en flexion composée résultant de l'effet du moment fléchissant"M" et de l'effort normal "N".

- **Recommandations du RPA99:**

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales est de 0.15 % dans la section du voile, et de 0.10% en zone courante.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

- ✓ L'espacement des barres à chaque extrémité du voile doit être réduit de moitié sur 1 /10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ L'espacement des armatures verticales est tel que : $Sv \leq \min(1.5a ; 30cm)$.
- ✓ La longueur de recouvrement doit être égale à :
  - ➢ 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ➢ 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

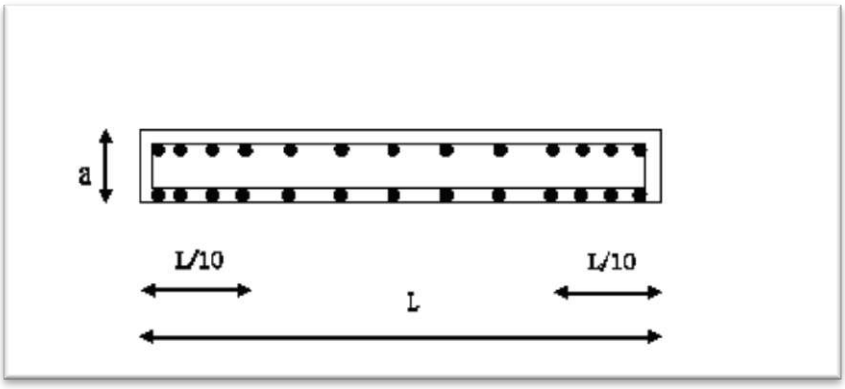


Fig. V.19 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Calcul du ferraillage vertical :**

Verticalement les voiles travaillent en flexion composée avec un effort normal et un moment de flexion.

V.5.3.2/ Les armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures verticales et horizontales. Par ailleurs elles empêchent le flambement éventuel des barres verticales. Ces dernières (les deux nappes d'armatures) doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

L'acier choisi pour les armatures transversales est du type rond lisse de nuance FeE 400.

V.5.3.3/ Les armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

❖ **Recommandation des règlements :**

- **L'espacement:**
  - *Selon le RPA 99 :*

$S_h \leq \min [1.5a ; 30cm]$.

$S_h \leq A_h / 0.003.b_0$.

  - *Selon le CBA 93 :*

$S_h \leq \min [0.9d; 40cm]$.

$$S_h \leq \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s b.(\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

$$S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4 b_0}$$

❖ **Contraintes limites de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_b = \overline{V} / b_0.d \leq \overline{\tau_b} = 0.2\ f_{c28}$ (art 7.7.2 de RPA 93).

$\overline{V} = 1.4 V_{calculé.}$

$$\overline{\tau_b} = \begin{cases} 3.26MPa & \textit{(fissuration préjudiciable).} \\ 4.34MPa & \textit{(fissuration peu nuisible).} \end{cases}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

❖ **Le diamètre des armatures horizontales est :** $\varphi_h \leq (1/10).a$

V.5.4 .Calcul du ferraillage horizontal :

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. Ainsi on adoptera les sections minimales du RPA 99 ; à savoir :

$A_h \geq 0.003.S_h.b_0$ **(CBA 93).**

$A_h \geq 0.4.S_h.b_0 / f_e$

V.5.4.1/ Ferraillage du voile Avec ouverture :

a. les trumeaux:

❖ **Armatures verticales:**

Les résultats des calculs des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant :

	Niveau	N (kN)	M (KN.m)	Sit	type	L/10 (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) cm^2	S (cm)	$A_{adopté}$ (cm^2)	choix
L=1.71m	terrasse	-194.56	5.17	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	5	-227.66	4.10	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	4	-281.82	1.17	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	3	-333.31	0.81	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	2	-400.83	0.66	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	1	-518.28	0.68	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**
	RDC	-461.97	0.78	ACC	SET	1.71	15.4	4.61	20	15.4	**11HA14**

Tableau V.25. Armatures verticales dans les trumeaux 1.

	Niveau	N (kN)	M (KN.m)	Sit	type	L/10 (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) cm^2	S (cm)	$A_{adopté}$ (cm^2)	choix
L=1.41m	terrasse	-173.59	0.07	ACC	SET	1.41	12.7	3.80	20	12.7	12HA12
	5	-246.96	0.25	ACC	SET	1.41	12.7	3.80	20	12.7	12HA12
	4	-444.83	0.14	ACC	SET	1.41	12.7	3.80	20	12.7	12HA12
	3	-908.24	0.14	ACC	SET	1.41	12.7	3.80	20	12.7	12HA12
	2	-921.68	0.12	ACC	SET	1.41	12.7	3.80	20	12.7	12HA12
	1	-1216.24	0.09	ACC	SET	1.41	15.2	3.80	20	15.2	10HA14
	RDC	-1420.68	0.07	ACC	SET	1.41	17.8	3.80	20	17.8	12HA14

Tableau V.26. Armatures verticales dans les trumeaux 2.

❖ **Armatures horizontale:**

Les résultats des calculs des armatures horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	s (cm^2)	T	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	St (cm)		St (cm)	At (cm)	choix
					RPA	CBA			
terrasse	18x171	201.32	0.048	5	27	40	20	3.42	8HA8
5	18x171	247.96	0.059	5	27	40	20	3.42	8HA8
4	18x171	336.40	0.080	5	27	40	20	3.42	8HA8
3	18x171	436.44	0.104	5	27	40	20	3.42	8HA8
2	18x171	443.78	0.106	5	27	40	20	3.42	8HA8
1	18x171	559.43	0.134	5	27	40	20	3.42	8HA8
RDC	18x171	527.79	0.12	5	27	40	20	3.42	8HA8

Tableau V.27. calcul des armatures horizontales et leur espacement les trumeaux 1.

Niv	s (cm^2)	T	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	St (cm)		St (cm)	At (cm)	choix
					RPA	CBA			
terrasse	18x141	113.19	0.027	5	27	40	20	2.82	8HA8
5	18x141	122.16	0.029	5	27	40	20	2.82	8HA8
4	18x141	185.01	0.044	5	27	40	20	2.82	8HA8
3	18x141	224.24	0.053	5	27	40	20	2.82	8HA8
2	18x141	273.76	0.065	5	27	40	20	2.82	8HA8
1	18x141	289.25	0.069	5	27	40	20	2.82	8HA8
RDC	18x141	351.01	0.084	5	27	40	20	2.82	8HA8

Tableau V.28. Calcul des armatures horizontales et leur espacement les trumeaux 2.

Remarque : l'espacement verticale du voile au Z.C est: S=20cm et aux extrémités S=10cm.

B) Ferraillage des linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple comme les poutres, avec les efforts M et T.

On devra disposer:

- des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- des aciers transversaux: At
- des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

✓ **Premier cas: $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$**

❖ **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$ Avec Z=h-2d'

h: hauteur totale du linteau.

d: la distance d'enrobage.

M: moment dû à l'effort tranchant ($\overline{T}$ =1.4T)

❖ **Aciers transversaux:**

- **premier sous cas:** linteau long (λ_g=l/h > 1)

On a : $s \leq \dfrac{A_t . f_e . z}{\overline{T}}$

Où **S :** espacement des cours d'armatures transversales.

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

Z=h-2d'

- **deuxième sous cas:** linteau courts (λ_g=l/h ≤ 1)

On doit avoir: $S \leq \dfrac{A_t . f_e . l}{T + A_t f_e}$

T=min (T_1, T_2) ; T_2 =2 $T_{u\ calcul}$; $T_1 = \dfrac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec : **Mci, M_{cj}:** moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par: $M_c=A_l.f_e.Z$

✓ **Deuxième cas:** $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

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: $A_D = \dfrac{T}{2 f_e \sin\alpha}$

Avec : tgα= (h-2d')/l

et T = Tu calcul (sans majoration).

❖ **Armatures longitudinales:**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	Niv	T (*kN*)	$\overline{\overline{T}}$ (kN)	τ_b (MPa)	0.06 f_{c28} (MPa)	$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
V_1	*Terrasse*	281.82	306.35	0.01	1.5	c.v
	6	498.29	697.60	0.01	1.5	c.v
	5	767.29	1074.21	0.01	1.5	c.v
	4	938.79	1314.30	0.01	1.5	c.v
	3	1181.57	1654.20	0.01	1.5	c.v
	2	1350.37	1890.51	0.01	1.5	c.v
	RDC	1266.31	1772.83	0.01	1.5	c.v

Tableau V.29. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteauxV1

	Niv	T (*kN*)	$\overline{\overline{T}}$ (kN)	τ_b (MPa)	0.06 f_{c28} (MPa)	$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
V_2	*Terrasse*	110.39	154.54	0.01	1.5	c.v
	6	267.93	375.102	0.01	1.5	c.v
	5	479.01	670.61	0.01	1.5	c.v
	4	655.45	917.63	0.01	1.5	c.v
	3	788.16	1103.42	0.01	1.5	c.v
	2	962.96	1348.14	0.01	1.5	c.v
	RDC	970.09	1358.12	0.01	1.5	c.v

Tableau V.30. Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteauxV2.

Niveau	Sec (cm^2)	M (KN.M)	$\overline{T}$ (KN)	$A_{l\,(cal)}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{lchoisie}$ (cm^2)	Ac (cm^2)
terrasse	18x120	1.11	306.35	0.013	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
6	18x120	0.72	697.60	0.010	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
5	18x120	0.72	1074.21	0.010	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
4	18x120	0.57	1314.30	0.007	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
3	18x120	0.53	1654.20	0.006	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
2	18x120	0.84	1890.51	0.010	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
RDC	18x120	0.57	1772.83	0.007	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**

Tableau V.31. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux1.

Niveau	Sec (cm^2)	M (KN.M)	$\overline{T}$ (KN)	$A_{l\,(cal)}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{lchoisie}$ (cm^2)	Ac (cm^2)
terrasse	18x120	1.01	306.35	0.021	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
6	18x120	0.75	697.60	0.016	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
5	18x120	0.71	1074.21	0.011	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
4	18x120	0.63	1314.30	0.010	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
3	18x120	0.50	1654.20	0.008	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
2	18x120	0.46	1890.51	0.007	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**
RDC	18x120	0.63	1772.83	0.006	3.24	**3HA12= 3.39**	**6HA10= 4.71**

Tableau V.32. Armatures longitudinales et Armatures de peau dans les linteaux2.

niveau	Elément	λ_g=l/h	λ_g<1	T (KN)	$S_t \leq \frac{A_t . f_e . l}{T + A_t f_e}$	S (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)
terrasse	3285	0.66	Oui	14.21	33.43	20	**4ϕ8=2.01**	0.81
6	3287	0.66	Oui	10.93	43.18	20	**4ϕ8=2.01**	0.81
5	3289	0.66	Oui	10.93	43.18	20	**4ϕ8=2.01**	0.81
4	3291	0.66	Oui	7.65	60.9	20	**4ϕ8= 2.01**	0.81
3	3293	0.66	Oui	6.56	70.5	20	**4ϕ8=2.01**	0.81
2	3295	0.66	Oui	10.93	43.18	20	**4ϕ8=2.01**	0.81
RDC	3297	0.66	Oui	7.65	60.9	20	**4ϕ8=2.01**	0.81

Tableau V.33: Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux V1.

niveau	Elément	λ_g=l/h	λ_g<1	T (KN)	$S_t \leq \frac{A_t . f_e . l}{T + A_t f_e}$	S (cm)	A_t (cm^2)	$A_{t\ min}$ (cm^2)
terrasse	3285	0.66	Oui	10.74	31.2	20	4ϕ8=2.01	0.81
6	3287	0.66	Oui	9.81	40.3	20	4ϕ8=2.01	0.81
5	3289	0.66	Oui	6.74	40.3	20	4ϕ8=2.01	0.81
4	3291	0.66	Oui	6.74	56.88	20	4ϕ8= 2.01	0.81
3	3293	0.66	Oui	6.74	65.89	20	4ϕ8=2.01	0.81
2	3295	0.66	Oui	4.9	40.30	20	4ϕ8=2.01	0.81
RDC	3297	0.66	Oui	3.6	65.89	20	4ϕ8=2.01	0.81

Tableau V.34 : Armatures transversales et leurs espacements dans les linteaux V2.

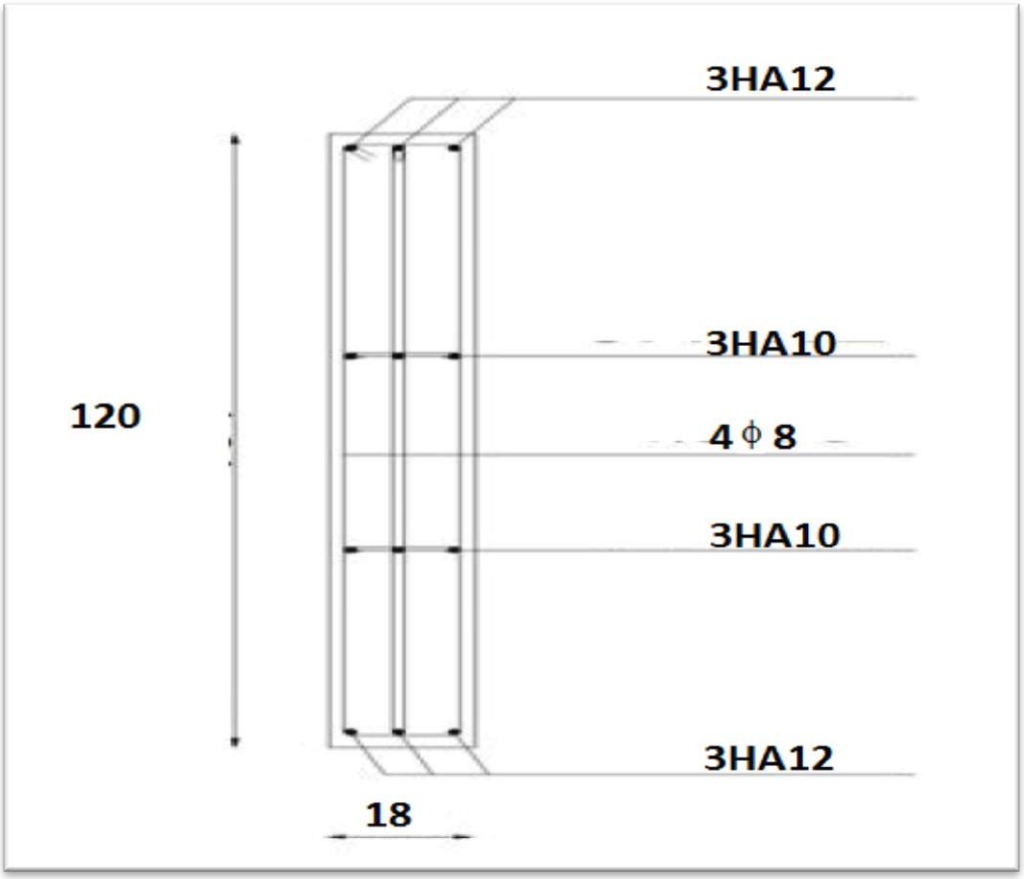


Fig. V.20: Ferraillage du linteau.

V.5.4.2/ les voile plein :

❖ **Armatures verticales:**

Les résultats des calculs des armatures verticales sont résumés dans le tableau suivant :

	Niveau	N (kN)	M (KN.m)	Sit	type	L/10 (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) cm^2	S (cm)	$A_{adopté}$ (cm^2)	choix
L=3.42m	terrasse	-707.22	4.30	ACC	SET	34.2	30.8	11.28	22	30.8	**22HA14**
	5	-766.79	4.58	ACC	SET	34.2	30.8	11.28	22	30.8	**22HA14**
	4	-924.35	3.72	ACC	SET	34.2	30.8	11.28	22	30.8	**22HA14**
	3	-1271.35	3.76	ACC	SET	34.2	30.8	11.28	22	30.8	**22HA14**
	2	-1943.89	4.34	ACC	SET	34.2	30.8	11.28	22	30.8	**22HA14**
	1	- 2939.04	14.63	ACC	SET	34.2	45.3	11.28	22	45.3	30HA14
	RDC	-3781.66	8.41	ACC	SET	34.2	56.2	11.28	22	56.2	28HA16

Tableau V.35: Ferraillage vertical du voile1.

	Niveau	N (kN)	M (KN.m)	Sit	type	L/10 (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) cm^2	S (cm)	$A_{adopté}$ (cm^2)	choix
L=3.56 m	terrasse	-259.77	0.53	ACC	SET	35.6	32	11.74	22	32	**22HA14**
	5	-365.54	0.78	ACC	SET	35.6	32	11.74	22	32	**22HA14**
	4	-747.77	0.71	ACC	SET	35.6	32	11.74	22	32	**22HA14**
	3	-1053.47	0.74	ACC	SET	35.6	32	11.74	22	32	**22HA14**
	2	-1585.01	0.74	ACC	SET	35.6	32	11.74	22	32	**22HA14**
	1	-2281.67	0.81	ACC	SET	35.6	33	11.74	22	33	**22HA14**
	RDC	-2868.79	0.35	ACC	SET	35.6	41.3	11.74	22	41.3	**28HA14**

Tableau V.36: Ferraillage vertical du voile2.

	Niveau	N (kN)	M (KN.m)	Sit	type	L/10 (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) cm^2	S (cm)	$A_{adopté}$ (cm^2)	choix
L=3.40m	terrasse	- 326.16	4.82	ACC	SET	34	30.6	11.22	22	30.6	**20HA14**
	5	- 484.09	3.97	ACC	SET	34	30.6	11.22	22	30.6	**20HA14**
	4	- 847.99	3.97	ACC	SET	34	30.6	11.22	22	30.6	**20HA14**
	3	-1307.40	3.32	ACC	SET	34	30.6	11.22	22	30.6	**20HA14**
	2	-1910.66	2.58	ACC	SET	34	30.6	11.22	22	30.6	**20HA14**
	1	-2712.62	2.27	ACC	SET	34	34.4	11.22	22	34.4	**24HA14**
	RDC	-3095.53	1.56	ACC	SET	34	39	11.22	22	39	**26HA14**

Tableau V.37: Ferraillage vertical du voile3.

❖ **Armatures horizontale:**

Les résultats des calculs des armatures horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	s (cm^2)	T	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	St (cm)		St (cm)	At (cm)	choix
					RPA	CBA			
terrasse	18x356	167.56	0.040	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
5	18x356	32.64	0.007	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
4	18x356	55.82	0.013	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
3	18x356	58.06	0.014	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
2	18x356	61.76	0.015	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
1	18x356	97.61	0.023	5	27	40	22	6.40	**13HA8**
RDC	18x356	91.49	0.021	5	27	40	22	6.40	**13HA8**

Tableau V.38: Calcul des ferraillages horizontaux du voile1.

Niv	s (cm^2)	T	τ (MCA)	$\overline{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	St (cm)		St (cm)	At (cm)	choix
					RPA	CBA			
terrasse	18x342	461.37	0.11	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
5	18x342	315.90	0.08	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
4	18x342	325.51	0.09	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
3	18x342	236.56	0.04	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
2	18x342	240.76	0.05	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
1	18x342	245.28	0.06	5	27	40	22	6.15	**13HA8**
RDC	18x342	353.72	0.09	5	27	40	22	6.15	**13HA8**

Tableau V.39: Calcul des ferraillages horizontaux du voile2.

Niv	s (cm^2)	T	τ (MCA)	$\overline{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	St (cm)		St (cm)	At (cm)	choix
					RPA	CBA			
terrasse	18x340	430.84	0.103	5	27	40	22	6.12	13HA8
5	18x340	345.91	0.083	5	27	40	22	6.12	13HA8
4	18x340	390.69	0.093	5	27	40	22	6.12	13HA8
3	18x340	391.51	0.094	5	27	40	22	6.12	13HA8
2	18x340	414.18	0.099	5	27	40	22	6.12	13HA8
1	18x340	452.60	0.108	5	27	40	22	6.12	13HA8
RDC	18x340	418.50	0.100	5	27	40	22	6.12	13HA8

Tableau V.40: Calcul des ferraillages horizontaux du voile3.

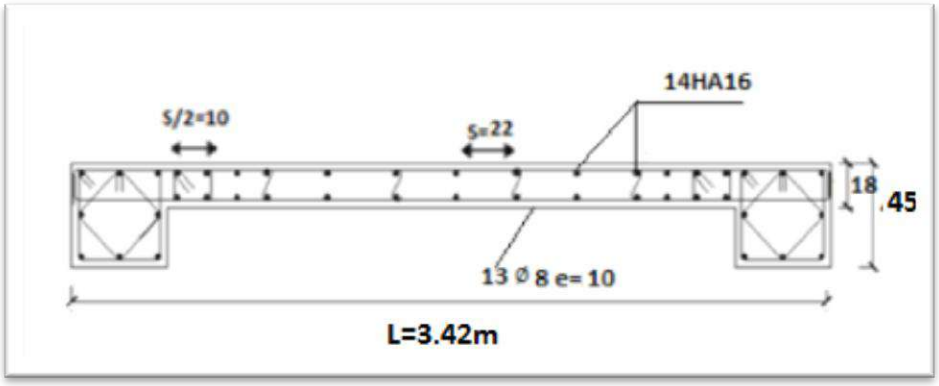


Figure V.21. Disposition des armatures dans les voiles V_1

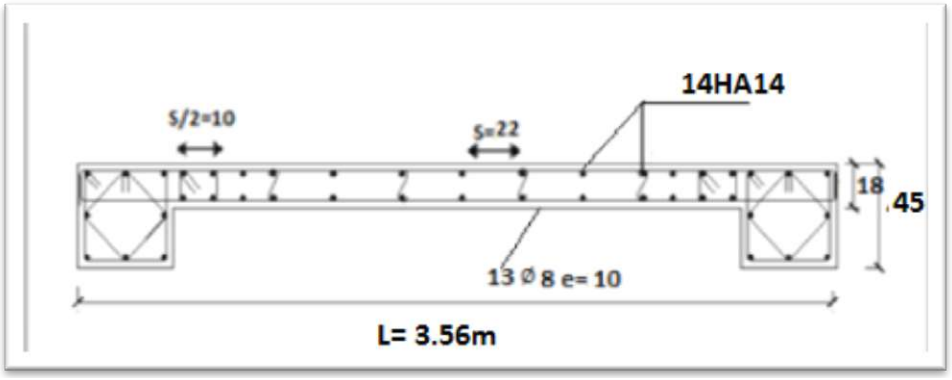


Figure V.22. Disposition des armatures dans les voiles V_2

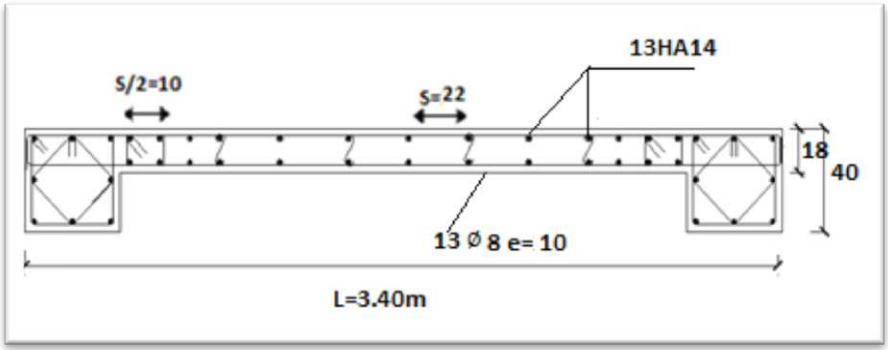


Figure V.23. Disposition des armatures dans les voiles V_3

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

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

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

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2/ Reconnaissance des lieux et du sol:

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

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s **=1.5 bars**.

VI.3/ Choix du Type de fondation :

Le type de la fondation qui a été adopté pour notre ouvrage sont des semelles isolées sous poteau et des semelles filantes (sous deux poteaux sous deux poteaux et voile).

VI.4/ Dimensionnement et calcul des semelles :

- **Généralités :**

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

- ❖ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- ❖ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ❖ Bon enrobage des armatures.
- ❖ Non poinçonnement

VI.4.1/ Semelles isolées :

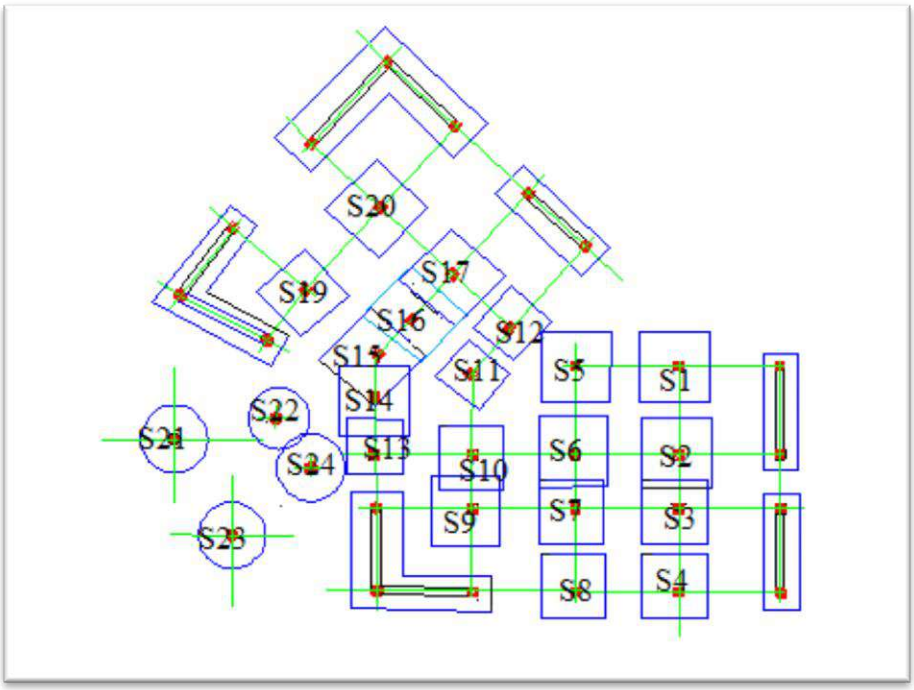


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau

VI.4.1.1/ Semelle isolée rectangulaire sous poteau rectangulaire :

VI.4.1.1.a/Dimensionnement :

Les fondations superficielles (isolée) sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

G + Q + E

0.8G ± E

Données :

N : Effort normal agissant à l'ELU.

σsol : Contrainte admissible du sol

a : Petit côté du Poteau

b : Grand côté du Poteau

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

$e \geq 6\,\phi+6$

c : l'enrobage de la semelle =3cm

$$\sigma = \frac{N}{A\,B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A.B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec

S : Surface de la semelle

A : Longueur de la semelle

B : Largeur de la semelle

S =A x B

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

VI.4.1.2/ Semelle isolée circulaire sous poteau circulaire :

VI.4.1.2.a/ Dimensionnement :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma = \frac{N}{\pi \frac{D^2}{4}} \leq \sigma_{sol}$$

$$D \geq 1.13 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Semelle	Poteau	N(KN)	S(m^2)	A(m)	A_{choise} (m)
S1	J-28	645.13	4.00	2.00	2.00
S2	E-28	949.59	6.33	2.50	2.70
S3	C-28	923.55	6.15	2.47	2.50
S4	A-28	609.65	4.06	2.01	2.10
S5	A-26	629.32	4.19	2.04	2.10
S6	C-26	1014.36	6.76	2.50	2.70
S7	E-26	1041.57	6.94	2.63	2.70
S8	J-26	743.48	4.95	2.22	2.40
S9	C-23	587.05	3.96	1.99	2.00
S10	C-23	756.33	5.04	2.24	2.40
S11	B-23	862.46	5.74	2.39	2.40
S12	C-11	418.78	2.79	1.67	1.90
S13	E-11	712.12	4.74	2.17	2.40
S14	G-15	412.10	2.74	1.65	1.90
S15	I-20	642.04	4.28	2.06	2.10
S16	I-15	595.36	3.96	1.99	2.00
S17	K-18	918.46	6.17	2.47	2.50
S18	N-13	138.95	0.92	0.96	1.00
S19	M-9	739.15	4.92	2.21	2.40
S20	G-6	422.32	2.81	1.67	1.90
S21	E-2	524.40	3.5	1.86	1.90
S22	D-8	468.86	3.12	1.76	1.90
S23	B-5	440.19	2.93	1.71	1.90

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées.

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes sauf que S21 ; S23

VI.4.1.2.b/ Ferraillage :

$$d \geq \frac{D-Dp}{4}$$

$$A = \frac{N(D-Dp)}{6\pi.d.\delta sol} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Semelle	N_u (KN)	D(m)	D_p(m)	d (m)	A(cm)	$A_{choisé}$
S23	524.40	1.9	0.45	38	7.08	8HA12
S21	440.19	1.9	0.45	38	5.94	6HA12

Tableau VI.2.Ferraillage des semelles isolées S_{21}, S_{23}

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset \,.\, fe}{4\,.\,\tau s} = \frac{1{,}2\,.\,400}{4\,.\,2{,}835}$ =42.32 cm

	D(m)	D/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ D /4	D/8 (cm)	D/8≤Ls≤ A/4
S21	1.9	47.50	45	C.N.V	23.75	C.V
S23	1.9	47.50	45	C.N.V	23.75	C.V

Tableau VI.3. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S_{21}, S_{23}

- **Vérification de la stabilité au renversement : [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).

	N_{ELU} (kN)	M_{ELU} (KN.m)	e_u (m)	D(m)	D/4 (m)	e ≤ D/4
S21	524.40	5.60	0.010	1.90	0.475	C.V
S23	440.19	4.61	0.010	1.90	0.475	C.V

Tableau VI.4. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S_{21}, S_{23}

VI.4.2/ semelles filantes :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

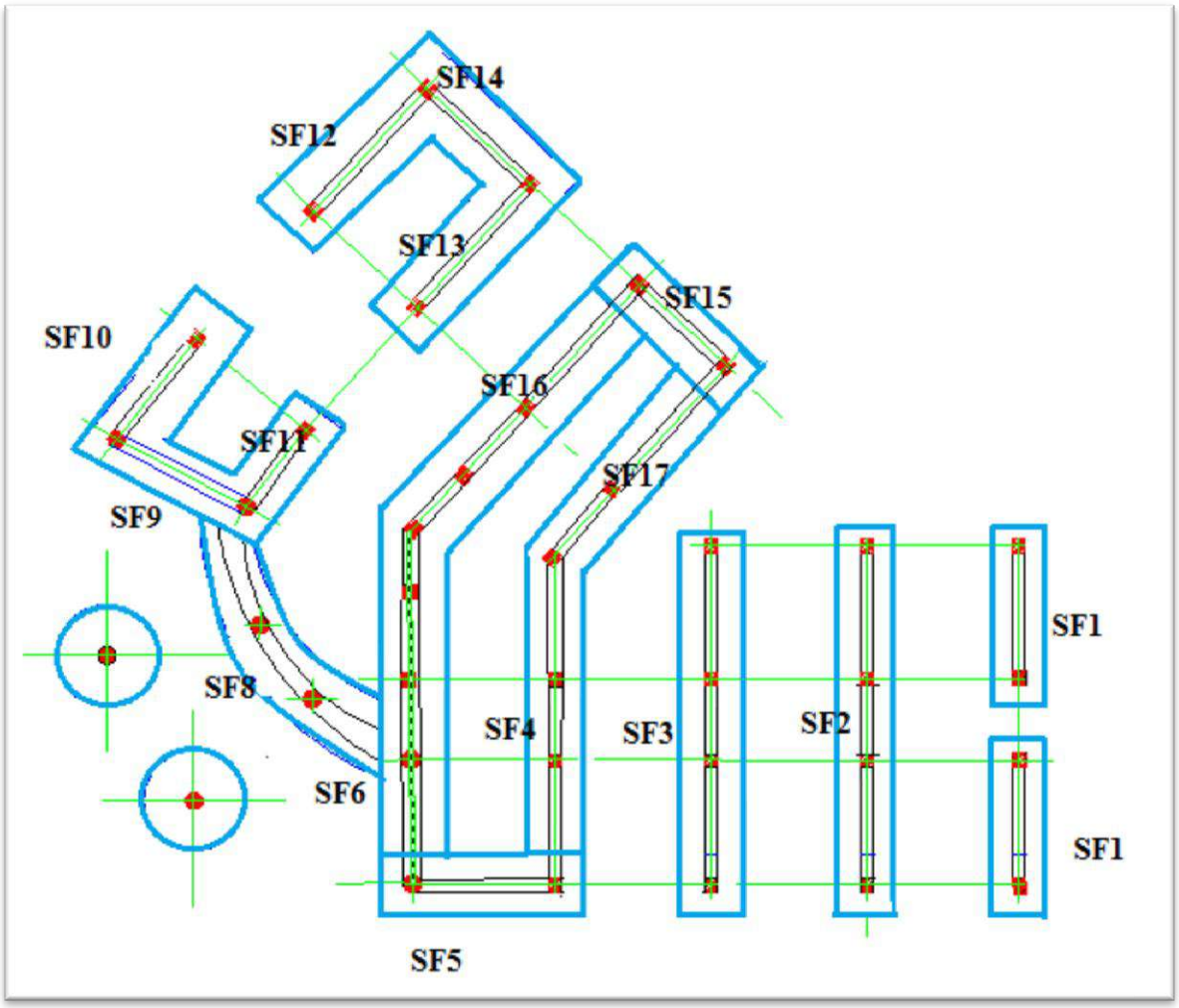


Figure VI.2 : schémas des semelles filantes

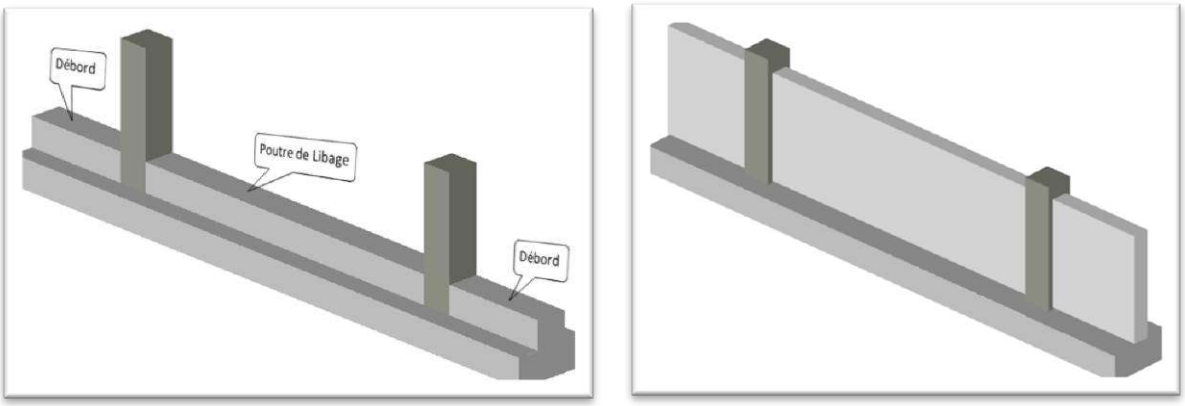


Figure VI.3 : schémas d'une semelle filante sous poteaux et sous voiles.

VI.4.2.1/ Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant

Semelle	L(m)	N_u (KN)	N(KN/ml)	B(m)	B(m)	b	d	h
SF1	4.40	3814.77	866.99	2.39	2.40	18	46.4	50
SF2	9.75	4486.72	460.17	1.75	1.90	45	41.4	45
SF3	9.75	4915.53	504.15	1.83	1.90	45	41.4	45
SF4	9.45	3758.80	397.75	1.60	1.90	45	41.4	45
SF5	5.82	2906.41	499.38	1.82	1.90	18	46.4	50
SF6	7.03	2409.45	342.73	1.58	1.90	18	46.4	50
SF8	8.51	3662.22	430.34	1.70	1.90	45	41.4	45
SF9	5.15	2477.53	386.25	1.67	1.90	18	46.4	50
SF10	3.05	1587.32	520.43	1.86	1.90	45	41.4	45
SF11	3.52	1962.47	557.51	1.89	1.90	18	46.4	50
SF12	5.33	2261.69	424.33	1.68	1.90	18	46.4	50
SF13	5.33	2384.85	447.43	1.72	1.90	45	41.4	45
SF14	4.76	2047.87	430.22	1.69	1.90	18	46.4	50
SF15	4.17	2558.85	494.94	1.81	1.90	18	46.4	50
SF16	9.90	3149.33	318.11	1.45	1.50	45	41.4	45
SF17	4.21	2290.40	544.03	1.89	1.90	45	41.4	45

Tableau VI.5 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.4.2.2/ Ferraillage :

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 :

❖ **Armatures principales :**

$$A = N(1+\frac{3e_0}{B})\frac{(B-b)}{8\,d\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi_b}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	N_U	N_{SER}	M_U	M_{SER}	e_u	e_{ser}	A_U	A_{Ser}	A_{Final}	Esp.
SF3	504.15	221.52	22.97	16.08	0.045	0.072	6.34	2.79	5HA14	20
SF5	499.38	296.16	7.45	5.22	0.015	0.017	7.49	3.94	5HA14	20
SF9	386.25	332.92	7.83	5.67	0.020	0.017	5.79	4.66	4HA14	25
SF12	424.33	340.9	3.68	2.71	0.010	0.007	6.33	4.54	5HA14	20
SF13	447.43	311.92	21.00	14.70	0.046	0.047	5.63	3.92	5HA12	20
SF15	494.94	264.61	25.76	18.03	0.092	0.068	6.59	3.28	5HA14	20
SF17	544.03	255.10	11.31	7.89	0.020	0.030	6.88	3.21	5HA14	20

Tableau VI.6 : Armatures principales des semelles filantes.

❖ **Armatures de répartition**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Semelle	A	B	$A_{rép}$	$A_{choisé}$	Esp
SF3	7.69	1.90	3.65	4HA12	25
SF5	7.69	1.90	3.65	4HA12	25
SF9	6.15	1.90	2.92	4HA12	25
SF12	7.69	1.90	3.65	4HA12	25
SF13	5.65	1.90	2.68	4HA12	25
SF15	7.69	1.90	3.65	4HA12	25
SF17	7.69	1.90	3.65	4HA12	25

Tableau VI.7 : Armatures répartition des semelles filantes.

VI.4.2.3/ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s}$

- $ls \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Semelle	∅(mm)	*ls*	B /8	B /4	Ancrage
SF3	12	50	25	50	Courbe
SF5	14	55	18.75	37.5	Courbe
SF9	14	55	18.75	37.5	Courbe
SF12	14	55	18.75	37.5	Courbe
SF13	14	55	18.75	37.5	Courbe
SF15	12	50	18.75	37.5	Courbe
SF17	14	55	18.75	37.5	Courbe

Tableau VI.8 : Longueur de scellement.

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.4.3.1/ Ferraillage Longitudinal

VI.4.3.1.a/ Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =10818,86 MPa).
- ✓ 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 : $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL**i**) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF16, SF3 et SF8) respectivement.

	b (m)	l (m)	h_p (m)	I (m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.45	4.22	0.80	0.012	9.15	Oui
PL2	0.45	3.40	0.70	0.008	8.26	Oui
PL3	0.45	2.98	0.60	0.004	4.91	Oui

Tableau VI.9 : Dimensionnement de la poutre de libage.

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

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

	Ni (ELU) (kN)	Ni (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
PL1	3149.33	2203.59	9.69	325.00	227.40
PL2	4915.53	3428.73	9.75	504.15	351.66
PL3	2197.34	1573.39	9.12	240.93	172.52

Tableau VI.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

VI.4.3.1.b. Calcul des moments :

❖ **Aux appuis :**

- **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

	ELU		ELS	
	M_a (kNm)	M_t (kNm)	M_a (kNm)	M_t(KN.m)
PL1	432.93	314.37	302.91	117.35
PL2	464.91	325.14	324.29	178.71
PL3	210.03	67.53	150.39	43.61

Tableau VI.11: Détermination des moments de la poutre de libage

VI.4.3.1.c. Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

		Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{Choix}
PL3	Travée	314.37	76.4	11.99	0.00	**6HA16=12.06**
	Appui	432.93	76.4	17.35	0.00	**12HA14=18.46**
PL2	Travée	325.14	66.4	12.02	0.00	**6HA16=12.06**
	Appui	464.91	66.4	20.09	0.00	**10HA16=20.10**
PL3	Travée	67.53	56.4	3.50	0.00	**3HA14=4.62**
	Appui	210.03	56.4	11.31	0.00	**8HA14=12.31**

Tableau VI.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : $[\sigma_b]$= 15Mpa

		A_{ELU} (cm²)	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma b]$
PL1	Travée	**12.06**	117.35	3.24	Oui
	Appui	**18.46**	302.91	5.66	Oui
PL2	Travée	**12.06**	178.71	4.05	Oui
	Appui	**20.10**	324.29	6.20	Oui
PL3	Travée	**4.62**	43.61	1.02	Oui
	Appui	**12.31**	150.39	3.98	Oui

Tableau VI.13 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b. Armatures transversales :

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

3	V_u	τ_u	$[\tau]$	A_t (cm^2)	S(cm)	
					Zone	Zone
PL1	**73.49**	0.22	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL2	**124.53**	0.43	3.33	4HA10=3 .14	10	15
PL3	**5.25**	0.021	3.33	4HA10=3 .14	10	15

Tableau VI.14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

VI.5/Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé qui relient les poteaux entre eux au niveau des fondations.

Elle jouent le rôle de chainage et sont calculées en traction simple.

VI.5.1/pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de 30 x 40.

VI.5.2/ Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1981.20}{12} \; 165.17 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1381.95}{12} = 115.16\ kN$$

Avec :

- ✓ N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- ✓ α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3/Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.5.3.a/ A l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 165.17 kN

Alors: $A_u = \frac{165.17 * 10^3}{348} = 4.74 cm^2$

VI.5.3.b/condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors: $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23cm²

VI.5.3.c/ vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 115.16 kN

Alors : $\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{115.16 \times 10^3}{923} = 124.76 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa$

Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*40}{100} = 7.2cm^2$$

Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

VI.5.3.d/ Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ).

❖ **section :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adoptee $\varphi_t = 6mm$

At = 4ϕ6 = 1.13 mm²

❖ **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 21cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

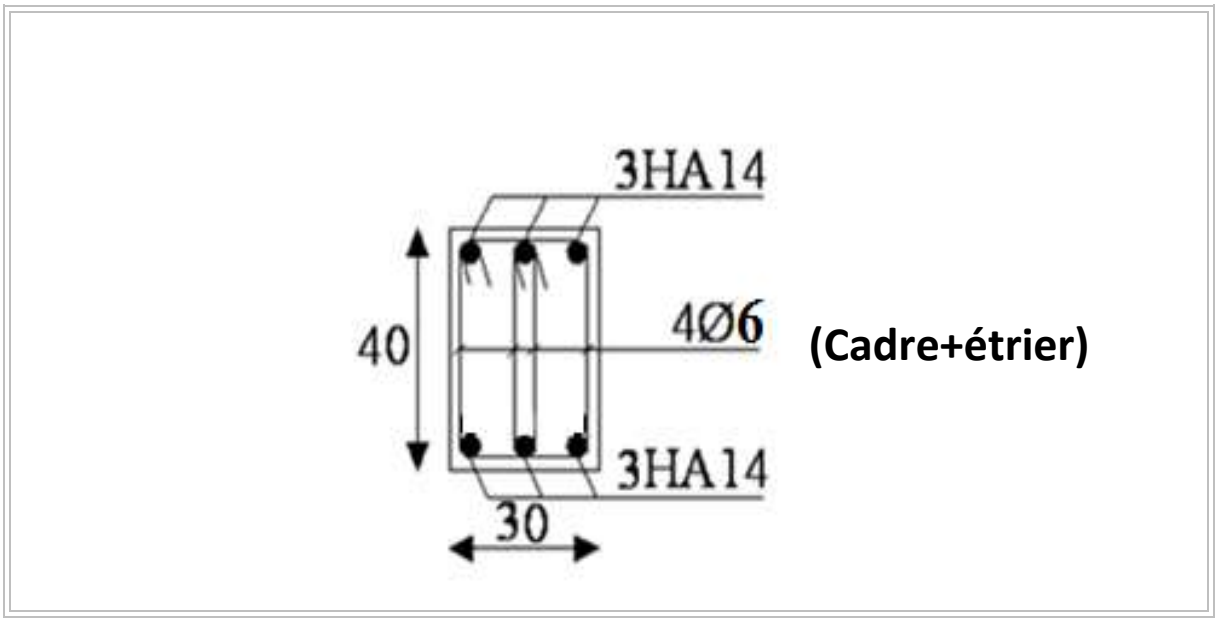


Figure VI- 4: Ferraillage de la longrine.

conclusion

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature contreventé par des voiles a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Bibliographie

- Règle de conception et de calcul de structures en béton armé CBA93.
- Béton armé BAEL 91 modifiée 99 et DTU associée.
- Règles parasismiques Algérienne R.P.A 99version 2003.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les cours de la spécialité.
- Formulaire de béton armé.

Les logiciels de calculs :

- SOCOTEC .
- ROPOT 2010
- Auto Cad .
- EXPERT BA 2010