

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة غرداية
Université de Ghardaïa

N° d'enregistrement
/...../...../...../.....



كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
قسم الري والهندسة المدنية
Département Hydraulique et Génie Civil

Mémoire
Pour l'obtention du diplôme de Master

Domaine: Sciences et Technologies
Filière: Génie Civil
Spécialité: Structure

**Étude d'un bâtiment (R+6+un sous-sol)
à usage d'habitation et commercial.**

Soutenue publiquement le 06/06/2024

Par
KHELAIIF Houda
HADJ KOUIDER Sara

Devant le jury composé de:

Mr Daheur H G	MCA	Université de Ghardaïa	Président
Mr Salhi I	MAA	Université de Ghardaïa	Examineur
Mr AZIEZ M N	MCA	Université de Ghardaïa	Encadrant
Mr BAHAZ A	MCB	Université de Ghardaïa	Co-Encadrant

Année universitaire 2023/2024

الشكر

على قول نبينا الكريم ' من لم يشكر الناس لا يشكر الله ' نريد في ختام هذا العمل المتواضع ان نعرب عن عمق امتناننا وعظيم شكرنا:

لأستاذنا المشرف الدكتور عزيز محمد نجيب لحسن إشرافه على عملنا وحرصه على فهمنا لكل نقطة من المشروع وصبره على تعليمنا وتسهيل كل ما تعسر لنا.

والى مكتب الدراسات (الإتقان للهندسة المدنية، **Studio Architecture TOULEB**) لاستقبلنا في فترة تربصنا والتخصيص من اوقاتهم لنا.

الى أساتذتنا اعضاء لجنة المناقشة الذين شرفونا برئاسة وتدقيق مشروع مذكرة تخرجنا.

والى كل من ساهم بشكل مباشر او غير مباشر في إعداد هذه الاطروحة.

الإهداء

الى من أعادت الينا البوصلة وأعادت رسم الموازين, الى كل طالب درس الهندسة وطبقها تحت الانفاق, الى كل طالب علمنا كيف نسد ثغورنا ونطبقها تطبيق حرفي تحت ضوء شريعتنا, الى كل طالب قصفت جامعتة وكل طالب متخرج ضيقت أحلامه, الى كل مهندس أعاد رسم الموازين وفهمنا لماذا ندرس وأين هي وجهتنا, الى كل مهندسي الأفاق في غزة أنتم القدوة والمثل الاعلى.

الى الذي كان ينتظري في الساعة الخامسة صباحا عند محطة الحافلات, الى من كان بعد كل إمتحان يصلني إتصاله هو الأول الى من قال لي يوما "سيكون لك شأن عظيم" الى من لم يتوانى يوما في العطاء المعنوي قبل المادي الى من أكملت دراساتي من أجله, الى من آمن بي ولم يتوانى يوما في تحفيزي الى الامام, الى قدوتي ابي .

الى المرأة القوية الخارقة , الى من علمتني معنى القوة والثبات في المواقف الصعبة, الى من حبتني في العلوم الدقيقة, الى من كانت تسهر معي في مشاريعي وكل مادة حفظت كانت تمر علي الى قدوتي ابي .

الى من عشت معهم فترة الدراسة الجامعية, الى من قومتي من فتاة كادت أن تحرق لها بيتها ب بيضة الى امرأة تقوم بيت لوحدها, الى المرأة المثابرة التي تعلمت منها ما لم ولن أتعلمه من أي شيخ مرّ علي, الى جدتي زهرة, الى من كان يناديني "ببنت جدو" الى من كان يسألني بعد كل امتحان هل تخرجت أم لا الى روح جدي عبد القادر الذي غادرنا قبل أن يلحق تخرجي.

الى الأخوات الحبيبات (سمية نسبية ملاك) وإلى أخي وسندي العزيز أسامة, الى رفيقة المشوار هدى وإلى رفيقات العمر (مارية رؤى يسرى ثناء وداد) الى كل من أحببته وأحبني ولم أذكر إسمه في هاته القائمة, الى كل من دعى لي دعوة صدق وكل من ساعدني ولو بمعلومة ,شكرا لكم من القلب عسى أن يجعنا الله في الفردوس الأعلى جميعا.

سارة

الإهداء

الحمد لله لك كما ينبغي لوجهك وعظيم سلطانك من قال انا لها "نالها"

لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها أن تكون لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق كان محفوا بالتسهيلات لكني فعلتها

أبي يا خير عون كان لي عند المحن الى الجدار الذي استند عليه في تعبتي وحزني الكنف الذي أضع عليها أثقالي الى عزيزي وحبيبي
الذي أحبه بقدر هذا العالم الى جنة الدنيا والآخرة

الى من تملك جنة تحت القدم الى ملاكي الطاهر وقوتي بعد الله امي . داعمتي الأولى و الأبدية التي دعمتني بلا حدود وأعطتني
بلامقابل

أهديك هذا الإنجاز الذي لولا تضحياتك لما كان له وجود.

الى من قال فيهم سَنَسُدُّ عَضُدَكَ بِأَخِيكَ

الى من مدت يدها دون كلل او ملل وقت ضعفي امنت بقدراتي (ايمان . سارة . أكرام . وفاء) أدامكم الله ضلعا ثابتا.

الى رفاق الخطوة الأولى والخطوة ما قبل الأخيرة الى من كانوا خلال السنين العجاف من كانوا سحابا ممطرا (رؤى , سارة , يسرى ,
عبد الجليل , عدنان , محمد , رانيا , انفال , سهام , شيماء , أميرة , دعاء , نرجس , نفيسة) أنا ممتنة.

هدى

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لبناية سكنية، من ستة طوابق + طابق أرضي، ذات إستخدام متعدد + طابق تحت الأرض ، محققة بواسطة الأعمدة والجدران المسلحة. وهذا المشروع متواجد ببلدية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (III) حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003. قياس و تسليح العناصر الأساسية و الثانوية، تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس BAEL 91 , و مقياس الإسمنت المسلح CBA 93 , و مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (RPA99/version 2003) . الدراسة الديناميكية للبناية تمت باستعمال برنامج الحساب بتقنيات العناصر المنتهية. 9.7.1. Robot Autodesk. كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة تأثير الجدران المسلحة ودورها في البناية.

Résumé

Le présent mémoire est une étude d'une structure R+6 (RDC à usage e habitation et commercial) plus sous-sol, contreventée par des poteaux et voiles porteurs, implantée à Boumerdès. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA-99, version 2003. Le pré-dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été effectué conformément au BAEL 91, au CBA 93 et au RPA 99, version 2003. L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis Robot Autodesk. Une étude sur l'influence des voiles sur la stabilité du bâtiment et leur rôle dans la structure a également été réalisée.

Abstract

The present dissertation is a study of a **habitable and** commercial ground floor for multiple uses, plus 6 floors with a basement, braced by columns and load-bearing walls, located in Boumerdès. This region is classified as seismic zone III according to RPA-99, version 2003. The preliminary sizing of the main and secondary elements was carried out in accordance with BAEL 91, CBA 93, and RPA 99, version 2003. The dynamic analysis of the structure was performed using the finite element calculation software Robot Autodesk. A study on the influence of the walls on the building's stability and their role in the structure was also conducted.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	I
DEDICACES	II
RESUME	IV
TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XI
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I. Présentation de projet	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristique de la Structure	2
I.3.1 Caractéristique géométrique	2
I.3.2.Caractéristiques géotechniques du site	4
I.4 Hypothèses de calcul	4
I.5. Règles et normes de calcul	4
I.6Caractéristiques des matériaux	4
I.6.1Béton	5
I.6.2Acier	7
I.7. Les actions	8
Chapitre II- Pré dimensionnement et descente de charge	
II.1. Introduction	10
II.2. Pré-dimensionnement	10
II.2.1. Pré-dimensionnement des poutres	10
II.2.2.Pré dimensionnement des planchers	10
II.2.2.1. Planchers à corps creux	11
II.2.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles	11
II.2.4. Pré dimensionnement des Voiles	12
II.2.5. Pré dimensionnement de L'acrotère	13
II.2.6. Pré dimensionnement des balcons	13
II.2.7. Pré dimensionnement des escaliers	14
II.2.7.1 Les escaliers de RDC et étages courants	14
II.2.7.2 Les escaliers de sous-sol	15
II.3Evaluation des charges et des surcharges (DTR BC 2.2)	16
II.3.1. Charges permanentes G	16
II.3.1.1. Plancher terrasse	16
II.3.1.2 Balcon d'étage courant	18
II.3.1.3. Les escaliers	18
II.3.1.3.1. Les escaliers de RDC et étages courants	18
II.3.1.3.2. Les escaliers de sous-sol	19
II.3.1.4. Maçonnerie	20
II.3.1.4.1. Murs extérieures	20
II.3.1.4.2. Murs intérieures	20
II.3.1.5. L'acrotère	20
II.3.2. Charges d'exploitations Q.	20

II.4. Poteau central	21
II.4.1. Calcul de la Surface d'influence	21
II.4.2 Descente de charge	22
II.4.3 Calcul des charges permanentes	22
II.4.4 Sections transversale des poteaux	23
II.4.5. Poteaux de rives et d'angle	25
Conclusion	26

CHAPITRE III - Ferrailage des éléments non structuraux

III.1.Introduction	27
III.2. Etude de L'acrotère	27
III.2.1. Dimensionnement	28
III.2.3. Calcul de ferrailage	28
III.2.3.1 Calcul du ferrailage (E.L.U.)	29
III.2.3.2. Vérifications complémentaires	31
III.3. Les Balcons	32
III.3.1. Evaluation des charges	33
III.3.2. Calcul des efforts dans le balcon	33
III.3.2.1 Moment fléchissant	33
III.3.2.2 Effort tranchant	33
III.3.3Calcul des armatures	33
III.3.3.1 Armatures longitudinales (ELU)	34
III.4 Les Escaliers	36
III.4.1 Dimensionnement (RDC et étages courants)	37
III.4.2 Evaluation des charges et surcharges	37
III.4. 3 Combinaisons des charges	37
III.4.4 Calcul des sollicitations	38
III.4.4.1 La charge équivalente	38
III.4.5 Calcul de ferrailage	39
III.4.5 1Armatures longitudinales ELU	39
III.4.5.2 Vérification à l'ELS	41
III.4.5.2.1 Vérification des contraintes maximales du béton comprimé	41
III.4.5.2.2 Vérification de la flèche	41
III.4.5.2.3 Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2)	41
III.5 Etude de la poutre de palière	44
III.5.1 Pré dimensionnement	44
III.5.2 Ferrailage de la poutre de palier	46
III.5.2.1 Calcul de la poutre à la flexion simple	46
III.5.2.2 Calcul de la poutre à la torsion	48
III.5.2.2.1 Calcul le ferrailage	49
III.6 Etude de la salle machines	51
III.6.1 Dimensionnement	52
III.6.5 Calcul du moment fléchissant	55
III.6.6 Diagrammes des moments	56
III.6.7 Calcul des armatures en flexion simple	56
III.6.7.1 Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).	56
III.6.7.2 Ferrailage dans le sens y-y	58
III.6.8 Vérifications	58
III.6.8.1.1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)	58
III.6.8.1.2 Vérification des diamètres maximaux des barres	58
III.6.8.1.3 Ecartement des barres	58

III.6.8.1.4 Vérifications des contraintes dans l'acier	58
III.6.8.1.5 Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS	59
III.6.8.1.6 Vérification au cisaillement	59
III.6.8.1.7 Condition de non poinçonnement : (Art A, 5,2, 42/ BAEL91).	59
III.7. Les planché	60
III.7.1. Etude des planchers à corps creux	60
III.7.1.1 Méthode forfaitaire	60
III.7.1.1.1 Présentation théorique de la méthode forfaitaire	60
III.7.1.1.2 Application de la méthode	61
III.7.1.1.3 Le type de poutrelle	62
III.7.1.1.4 Evaluation des efforts tranchants	62
III.7.1.1.5 Règle de l'effort tranchant	62
III.7.1.1.6 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	62
III.7.2 Ferrailage des poutrelles	74
III.7.2.1 Vérifications	76
III.7.2.1.1 L'ELU	76
III.7.2.1.2 L'ELS	77

Chapitre IV Etude sismique

IV.1. Introduction	83
IV.2. Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques	83
IV.3. Méthode statique équivalente	83
IV.3. 1. Principe de la méthode	83
IV.3. 2. Méthode d'analyse modale spectrale	84
IV.3. 3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	84
IV.3. 4. Condition d'application de la méthode statique équivalente	84
IV.4. Calcul de la force sismique selon la méthode statique équivalent	85
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale	92
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	95
IV.6.1. Vérification des déplacements	95
IV.6.2. Vérification du déplacement au sommet	96
IV.6.3. Vérification de l'effet P- Δ	96
IV.6. 4. Vérification au renversement	97
IV.7. Conclusion	98

Chapitre V Ferrailage des éléments porteurs

V.1 Introduction :	99
V.2 Etude de poutre :	99
V.2.1 Ferrailage de poutre	99
V.2.1.1 Recommandation du RPA 99/version 2003	99
V.2.2 Calcul le ferrailage	100
V.3 Etude du poteaux :	104
V.3.1 Ferrailage des poteaux :	104
V.3.2 Calcul du ferrailage :	105
V.4 Etude des voiles	109
V.4.1 Ferrailage des voiles	109
V.4.2 Les combinaisons d'action :	110
V.4.2.1 Etat limite ultime :	110
V.4.2.2 Etat limite de service :	110
V.4.3 Calcul de ferrailage des voiles par la méthode des contraintes	110
V.4.4 Principes de dimensionnement réglementaire selon le RPA99/V2003	111
V.4.5 Ferrailage des linteaux	113

V.5 Exemple de calcul :	116
V.6. Conclusion	120
Chapitre VI. Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	121
VI.1.1 Fondations superficielles	121
VI.1.2 Fondation semi-profonde	121
VI.1.3 Fondations profondes	121
VI.2 Facteurs de choix du type de fondation	121
VI.3 Etude des fondations	122
VI.3.1 Calcul de surface revenant à la semelle	122
VI.4. Fondations (radier général)	123
VI.4.1 Définition	123
VI.4.2 Calcul du radier	123
VI.4.3 Pré-dimensionnement du radier	123
VI.4.3.1 Surface minimale du radier	123
VI.4.3.2 Pré dimensionnement du radier	123
VI.4.3.3 Dimensionnement des poutres de libage	124
VI.4.3.4 Vérification des contraintes	124
VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier	125
VI.4.4.1 Pour le Ferrailage	125
VI.4.5 Ferrailage du radier	125
VI.4.5.1 Ferrailage des dalles	125
VI.5. Exemple de calcul	126
VI.6. Ferrailage des poutres de libages	128
VI.6.1 Calcul du ferrailage	129
VI.6.2 Contrainte de cisaillement	130
VI.7. Conclusion	135
Conclusion général	
	136
Bibliographie	137
ANNEXE	138

LISTE DES FIGURES

Chapitre I. Présentation de projet	
Figure I.1. Vue plan sous-sol	3
Figure I.2. Vue plan façade principale.	3
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.	6
Figure I.1. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS	6
Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	7
Chapitre II. Pré dimensionnement et descente de charge	
Figure II.1. Coupe de voile en élévation	12
Figure II.2. Coupe de voile en plan	12
Figure II.3. Schéma d'une Acrotère	13
Figure II.4. Diffèrent éléments d'un escalier.	14
Figure II.5. Escalier de sous-sol.	15
Figure II.6. Condition règlement RPA	21
Chapitre III. Ferrailage des éléments non structuraux	
Figure III. 1 Schéma statique et diagrammes des efforts.	27
Figure III. 2 Schéma de calcul de l'acrotère.	29
Figure III. 3 Ferrailage de l'acrotère	32
Figure III. 4 Schéma statique de balcon	33
Figure III. 5 Ferrailage du balcon	36
Figure III. 6 Schéma statique de l'escalier	37
Figure III. 7 Schéma de ferrailage d'escalier	44
Figure III. 8 : Schéma statique de la poutre palière	45
Figure III. 9: Schéma statique de la poutre palière.	48
Figure III. 10. Schéma de la poutre à la torsion	49
Figure III. 11: Schéma de ferrailage de la poutre palière	51
Figure III. 12 Schéma de l'ascenseur.	52
Figure III. 13 Répartition de la charge localisée sur la dalle.	52
Figure III. 14 Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS	56
Figure III. 15 Schéma de ferrailage de la dalle pleine	60
Figure III.16. Schéma d'une poutre.	61
Figure III. 17 : L'effort tranchant sur une poutre à deux travées ou plus deux travées.	62
Figure III. 18 . Coupe de Section Rectangulaire et Section en T	75
Figure III. 19. Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x).	78
Figure III. 20 Schéma de ferrailage du plancher (sens Y-Y)	82
Chapitre IV Etude sismique	
Figure IV-1. Courbe du spectre de réponse.	91
Figure VI. 2: Disposition des voiles.	91
Figure IV.3. 1er mode de déformation (translation suivant x-x)	92
Figure IV.4. 2 eme mode de déformation (torsion au tour de z-z)	92
Figure IV.5 3eme mode de déformation (translation suivant y-y)	93
Chapitre V. Ferrailage des éléments porteurs	
Figure V.1. Section de poutre	100
Figure V.2. Schéma de ferrailage de poutre principale (35×50 cm ²)	104
Figure V.3. Section d'un poteaux	105
Figure V.4. Schéma de ferrailage de poteau 35×50 cm ²	108
Figure V.5. Sollicitation sur un voile plein	109
Figure V.6. Disposition de ferrailage dans un voile.	109

Figure V.7. Refend à une file d'ouvertures	113
Figure V.8. Disposition des armatures nécessaire dans le linteau.	114
Figure V.9. Cas du linteau court.	115
Figure V.10. Armatures de linteaux (RPA 99/version 2003)	115
Figure V.11. Efforts dans les bielles du linteau (RPA 99/version 2003).	116

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1. Radier général.	122
Figure VI. 2. Représente les armatures de peau.	133
Figure VI.3. Ferrailage du radier et poutre de libage	135

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II- Pré dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1. Pré dimensionnement de poutre principal et secondaire.	10
Tableau II.2. Pré dimensionnement de planchers à corps creux.	11
Tableau II.3. Pré dimensionnement de poutrelle.	11
Tableau II.4. Pré dimensionnement des Voiles.	13
Tableau II. 5. Pré dimensionnement des Balcons	13
Tableau II.6. Plancher terrasse.	16
Tableau II. 7. Plancher terrasse avec Dalle pleine	17
Tableau II.8. Plancher étage courant (Habitation)	17
Tableau II.9. Plancher de RDC (commercial)	17
Tableau II.10. Balcon d'étage courant.	18
Tableau II.11. Escaliers de RDC et étages courants	18
Tableau II.12. Le Palier	18
Tableau II.13. Escaliers de sous-sol volée1	19
Tableau II.14. Escaliers de sous-sol volée2	19
Tableau II.15. Murs extérieures	20
Tableau II.16. . Murs intérieures	20
Tableau II.17. L'acrotère	20
Tableau II.18. Charge d'exploitation	20
Tableau II.19. Dégression des charges d'exploitation	22
Tableau II.20. Charges permanentes revenantes aux poteaux	23
Tableau II.21. Sections transversale des poteaux.	25

CHAPITRE III - Ferrailage des éléments non structuraux

Tableau III. 1. Caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.	29
Tableau III. 2. Récapitulatif combinaisons des charges.	37
Tableau III. 3. Récapitulatif des résultats des armatures longitudinales	40
Tableau III. 4. Récapitulatif des résultats des armatures transversales.	40
Tableau III. 5. Récapitulatif des résultats	41
Tableau III. 6 : récapitulatif des résultats de Ferrailage de la poutre palière.	46
Tableau III. 7 : Récapitulatif des résultats	47
Tableau III.8. Combinaisons de charges pour le système de levage	54
Tableau III. 9. Moments fléchissant du au système de levage.	54
Tableau III.10. Combinaisons de charges pour la dalle.	54
Tableau III. 11. Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.	55
Tableau III. 12. Superposition des moments fléchissant	55
Tableau III. 13. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU	55
Tableau III. 14. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X	57
Tableau III. 15. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y	57
Tableau III. 16. Vérification de la condition de non fragilité.	58
Tableau III. 17. Calcule des moments et des efforts à L'ELU (Poutrelle a 2 travées)	65
Tableau III. 18. Calcule des moments et des efforts à L'ELS (Poutrelle a 2 travées)	67
Tableau III. 19. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 4 travées).	68
Tableau III. 20. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 4 travées).	69
Tableau III. 21. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 3 travées).	69
Tableau III. 22. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 3 travées).	70
Tableau III. 23. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 9 travées)	71
Tableau III. 24. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 9 travées)	71
Tableau III. 25. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 2 travées)	72

Tableau III. 26. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 2 travées)	72
Tableau III. 27 Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 3 travées)	73
Tableau III. 28 Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 3 travées)	74
Tableau III. 29 Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée	75
Tableau III. 30. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui	76
Tableau III. 31. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée	80
Tableau III. 32 Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui	80
Chapitre IV Etude sismique	
Tableau IV. 1. Classification du Site.	86
Tableau IV. 2. valeur de $\xi(\%)$	86
Tableau IV. 3. Valeurs des pénalités P_q	87
Tableau IV. 4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique	93
Tableau IV. 5. Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités	94
Tableau IV. 6. L'excentricité théorique et accidentelles	94
Tableau IV. 7. Déplacements inter-étages sens X-X	95
Tableau IV. 8. Déplacements inter-étages sens Y-Y	96
Tableau IV. 9. Déplacement maximum sens X-X	96
Tableau IV. 10. Déplacement maximum sens Y-Y	96
Tableau IV. 11. L'effet P- Δ sens X-X	97
Tableau IV. 12 L'effet P- Δ sens Y-Y	97
Tableau IV. 13 Vérification au renversement	98
Chapitre V Ferrailage des éléments porteurs	
Tableau V.1 : Armatures des poutres	103
Chapitre VI. Etude de l'infrastructure	
Tableau VI.1 : La surface revenant aux semelles	122

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe en raison de la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, tout en tenant compte du côté économique pour obtenir le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base couvrant plusieurs disciplines, notamment le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par son système de contreventement. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, ou de l'un des deux.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master-Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi qu'aux caractéristiques des matériaux de construction utilisés.

Le deuxième chapitre traite du pré-dimensionnement et de la descente de charges.

Le troisième chapitre présente le ferrailage des éléments non structuraux (secondaires).

Le quatrième et le cinquième chapitre sont respectivement dédiés à l'étude dynamique et au ferrailage des éléments résistants de la structure (les éléments porteurs). Dans cette partie, nous avons utilisé le logiciel de calcul numérique « Robot Autodesk » pour effectuer le calcul statique et dynamique des éléments structuraux, ainsi que les combinaisons imposées par les règlements CBA93 et RPA99/version 2003.

Le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et à choisir le type de fondation adéquat.

À la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables obtenus avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments ; il faut effectuer un choix en fonction d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, compte tenu de la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Chapitre I. Présentation de projet

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation du projet :

Le projet consiste à l'étude d'une structure **(R+6)**(RDC à usage e habitation et commercial)et sous-sol, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 version 2003(Article 3.2).

L'ouvrage est situé dans la wilaya de**BOUMERDES**; elle classée selon l'RPA 99 version 2003 comme une zone de sismicité (zone III).

I.3. Caractéristique de la Structure :

I.3.1 Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structuresont :

En plan :

- Longueur en plan (étage courant):	31.35m
- Largeur en plan :	22.36m

En élévation :

- Hauteur de sous sol :.....	4.08 m
- Hauteur de RDC :.....	3.40m
- Hauteur d'étage courant :	3.06m
- Hauteur de l'acrotère :	0.6m
- Hauteur totale:	26.44m

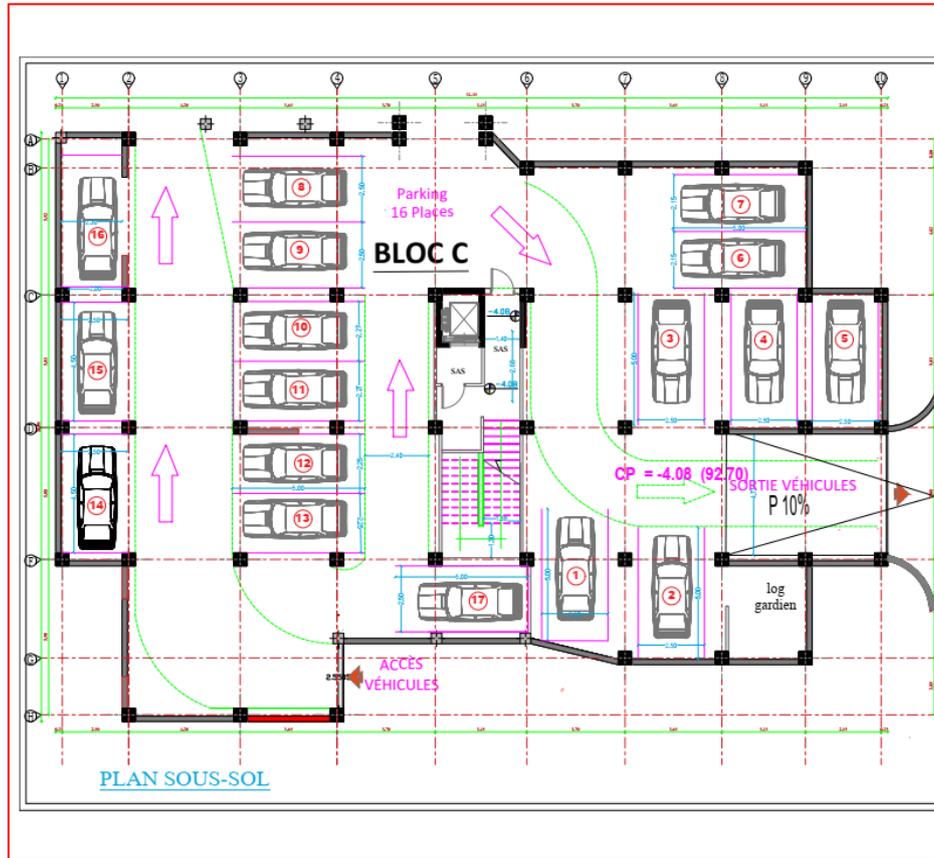


Figure I.1. Vue plan sous-sol

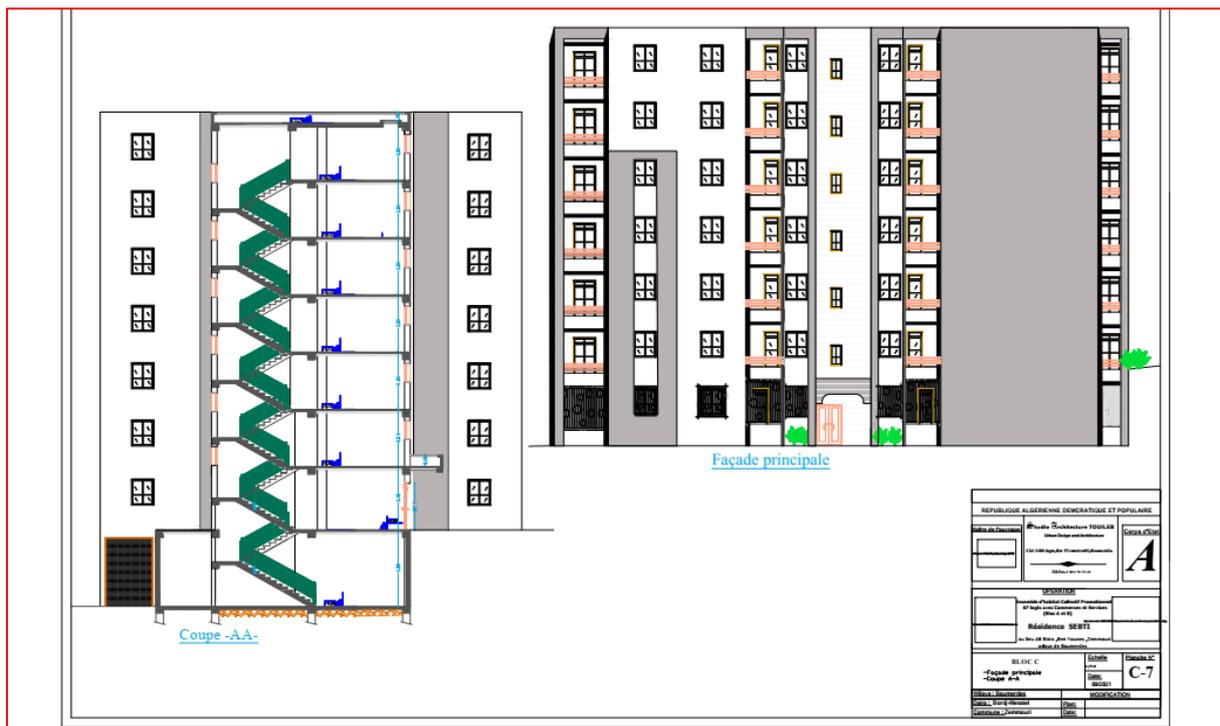


Figure I.2. Vue plan façade principale.

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le rapport géotechnique de notre site a été fait par le laboratoire GEOMICA (Géotechnique, Mines et carrières Engineering) par (7) points de sondages, l'étude du sol a montré la présence d'un sol :

- Meuble (S₃) avec une capacité portante de : $\bar{\sigma} = 1,75$ bars ;
- Le poids volumique du sol $\gamma_h = 18$ KN/m³
- La cohésion C= 10 kPa avec un angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$
- Un ancrage de 1,5m.

Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner la fondation.

I.4. Hypothèses de calcul

Pour cette étude les hypothèses de calcul adopté sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10721.398$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- Limite élastique d'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.5. Règles et normes de calcul

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes **(RPA 99 Version 2003)**.
- Les règles **BAEL91**.
- Les règles **CBA93**.
- Charges permanents et charges d'exploitations **(DTR-BC-2.2)**.

I.6. Caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

I.6.1. Béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32 cm. Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

a) Résistance caractéristique à la traction

Selon l'article (art A-2.12 BAEL 91) f_{t28} est déterminé par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}, \text{ donc pour le présent projet } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Déformation de béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale de béton :

- Modules de déformation longitudinale instantanée E_{ij} des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.1) le module de déformation instantanée du béton égale à : $E_{ij} = \sqrt{11000 (F_{cj})}$ donc dans notre cas $E_{ij28} = 32164.2 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée E_{vj} lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2) $E_{vj} = 3700 (f_{cj})$, donc dans notre cas $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

d) Contraintes limites

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au de là laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91 (art A-5.121) la contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_c} [\text{MPa}]$$

Le coefficient γ_b prend les valeurs

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{: cas des combinaisons} \\ 1.5 & \text{: les autres cas} \end{cases}$$

Le coefficient θ qui est en fonction de la durée d'application des actions prend les valeurs

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: pour une durée d'application des action prend les valeurs } > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{: pour } 1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Dans notre cas $f_{bu} = 14.17 \text{ (MPa)}$

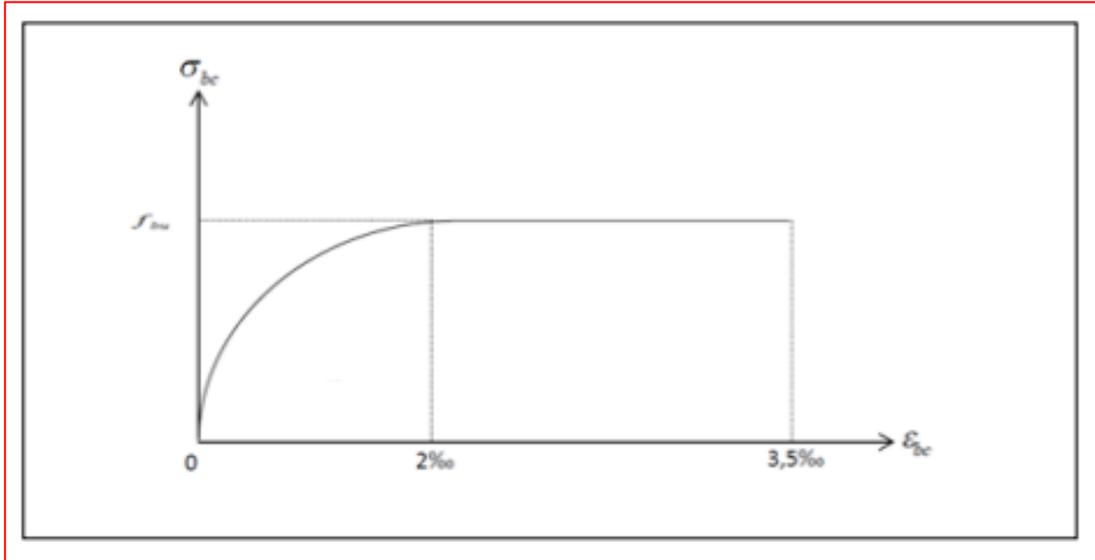


Figure I. 3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Etat limite de service E.L.S correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

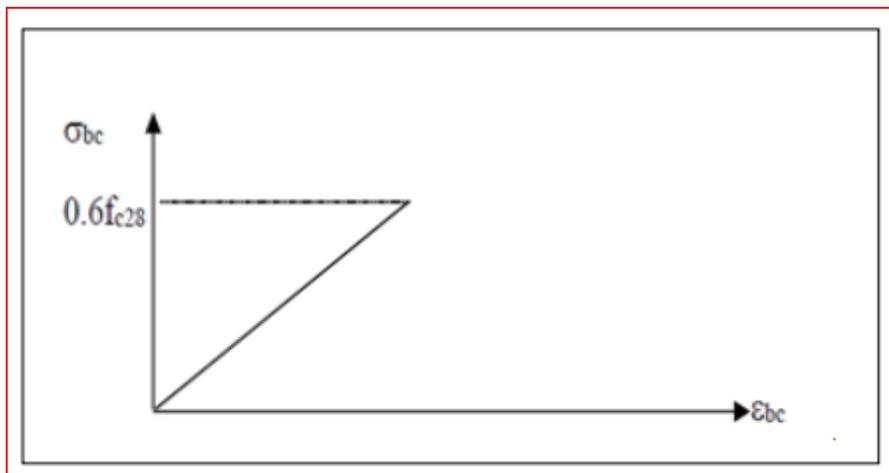


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

I.6.2. Acier :

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa.

a) Contraintes limites d'élasticité de l'acier

Selon le BAEL on distingue deux états limites

- État limite ultime limite ultime (ELU) est donné par le BAEL91 (art. A.4.3.2) :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} f_e : \text{Limite d'élasticité} : f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \end{cases}$$

Ou

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situation durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situation accidentelles.} \end{cases}$$

Dans le présent projet on utilise des aciers FeE400 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 384 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations durables} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

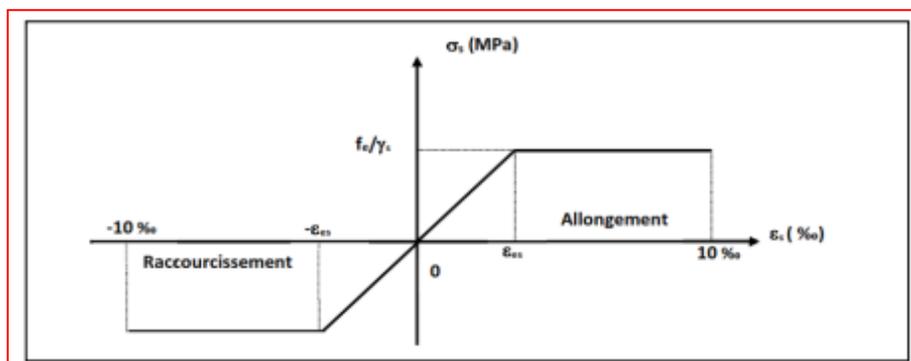


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- État limite de service (ELS) cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le Béton, on détermine :
 - Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right)$ MPa .
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right)$ MPa.

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

b) Module d'élasticité longitudinale ES

Il est pris égal à 2×10^5 MPa

c) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté (n) est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier :

E_b : module de déformation du béton.

I.7. Les actions :

Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres,...etc.

Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.

Les actions accidentelles (Fa)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion...etc.).

Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis comme suite :

A) Combinaison selon le BAEL 91

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

- ELS : $G + Q$

b) Combinaisons d'actions Selon le RPA99 version 2003

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

Chapitre II- Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003), (BAEL99 modifié 99) et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré-dimensionnement

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée). Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère de rigidité (flèche), selon les règles de **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Conditions imposées par (**RPA 99**) : $b \geq 20 \text{ cm}$ et $h \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{h}{b} \leq 4$, critère de rigidité : $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

Le pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires est illustré dans le tableau II.1,

Tableau II.1. Pré dimensionnement de poutre principal et secondaire

		Poutre principal	Poutre secondaire
Pré-dimensionnement) Solon BAEL91	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	L = 5,92 m $\frac{592}{15} \leq h \leq \frac{592}{10}$ 39,46 ≤ h ≤ 59.2 Donc on prend h=50 cm	L = 4,20 m $\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$ 28 ≤ h ≤ 42 Donc on prend h=35 cm
	$0,3h < b < 0,7h$	$0,3h < b < 0,7h$ $12 \leq b \leq 28$ Donc on prend b=35 cm	$0,3h < b < 0,7h$ $10,5 \leq b \leq 24,5$ Donc on prend b=35 cm
Selon (RPA.2003)	$h > 30 \text{ cm}$ $b > 20 \text{ cm}$ $\frac{h}{b} \leq 4$	$h=50 > 30 \text{ cm}$ Condition V $b=35 > 20 \text{ cm}$ Condition V $h/b=1,42 < 4$ Condition V	$h=50 > 30 \text{ cm}$ Condition V $b=35 > 20 \text{ cm}$ Condition V $h/b=1,42 < 4$ Condition V
La rigidité	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = \frac{500}{592} = 0,84 > \frac{1}{16}$ CV	$\frac{h}{L} = \frac{500}{420} = 0,84 > \frac{1}{16}$ CV

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.2.1 Planchers à corps creux :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux, ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), servent à supporter les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ainsi qu'à isoler les différents étages du point de vue acoustique et thermique.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est déterminé selon la condition de rigidité suivante **BAEL91(Art.B.6.8.4.2.3)** :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{Avec :}$$

ht : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Le tableau II.2 présente le pré dimensionnement de planchers à corps creux pour différents Blocs

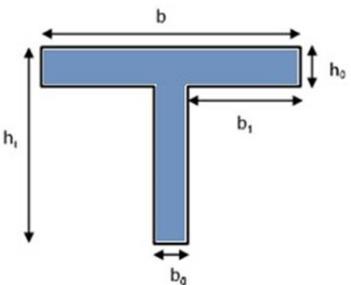
Tableau II.2. Pré dimensionnement de planchers à corps creux.

$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$	$L_{max} = \min (L_{xmax}, L_{ymax})$ $L_{max} = \min (592, 420)$ $L_{max} = 420 - 30 = 390 \text{ m}$ $ht \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$ On adopte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm $e = 20 \text{ cm}$ 16 cm : hauteur du corps creux. 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.
Vérification $e = (16+4) = 20 \text{ cm}$	Résistance au feu (BAEL91) $e = 20 \text{ cm} > 17.5 \text{ cm}$ Isolation phonique $e = 20 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$ Observation (CBA93) Condition vérifiée

II.2.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T dont nous devons déterminer la largeur b (Largeur de la table de compression).

Tableau II.3. Pré dimensionnement de poutrelle.

Pour dimensionner la poutrelle il faut que : $0.3 \times d \leq b_0 \leq 0.7 \times d$ Avec $d = 0.9 \times ht \Rightarrow 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$ Donc : $0.3 \times 18 \leq b_0 \leq 0.7 \times 18$ $5.4 \leq b_0 \leq 12.6$ Donc on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$ $b = 2b_1 + b_0 \quad b_1 = \min \left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_1}{2} \right)$ $L_1 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}, L_x = 390$	 <p style="text-align: center;">Schéma d'une poutrelle</p>
--	---

$b_1 = \min\left(\frac{390}{10}; \frac{50}{2}\right)b_1 =$ $\min(39\text{cm}; 25\text{cm})$ <p>donc on prend $b_1 = 25\text{ cm}$</p> $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 25 + 10 = 60\text{ cm}$	
	<p>donc on a</p> $\left\{ \begin{array}{l} b = 60\text{ cm} \\ b_0 = 10\text{ cm} \\ ht = 20\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{array} \right.$

II.2.4 Pré dimensionnement des Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par **(l'article 7.7.1 du RPA99)**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le **RPA99V2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition $(L \geq 4e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

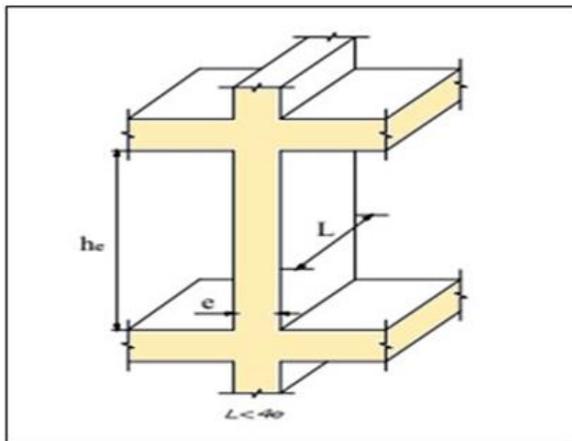


Figure II.1: Coupe de voile en élévation

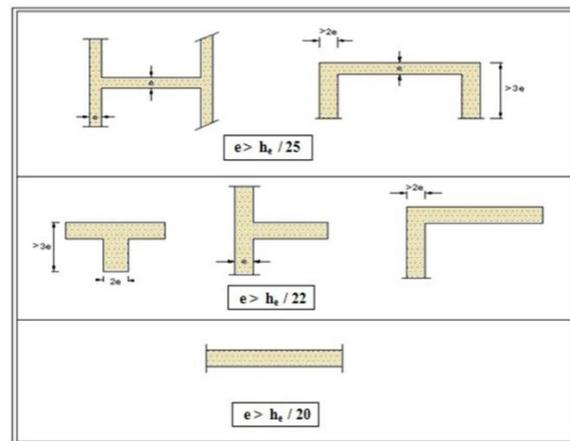


Figure II.2: Coupe de voile en plan

D'après le **RPA99/V2003 (article 7.7.1)** « l'épaisseur minimale égale à 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué au tableau II.4 :

Tableau II.4. Pré dimensionnement des Voiles du Bloc C.

Pour sous-sol : $h=4.08$ m	
$e_{\min} = 15$ cm $e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$	$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88$ m $e \geq \max (15\text{cm}; 15,52; 17,63; 19,4)$ Donc on prend $e=20$ cm
Pour Rdc et étages courants : $h=3.40$ m	
$e_{\min} = 15$ cm $e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$	$h_e = 3.40 - 0.2 = 3.2$ m $e \geq \max (15\text{cm}; 12,8, 14,54\text{cm}; 16\text{cm})$ Donc on prend $e=20$ cm

II.2.5 Pré dimensionnement de L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, de la structure les trois Blocs de bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

$$S = \left(\frac{0.05 \times 0.2}{2} \right) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.48)$$

$$S = 0,067 \text{ m}^2$$

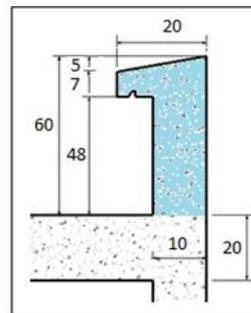


Figure II.3. Schéma d'une Acrotère

II.2.6 Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de dalle du balcon est donnée par la formule suivante

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$e \geq L/10$ Avec L : largeur de balcon

Tableau II. 5. Pré dimensionnement des Balcons

Avec : L : largeur de balcon = 130 cm. $e \geq L/10 = 130/10 = 13$ cm On prend : $e = 15$ cm

II.2.7 Pré dimensionnement des escaliers :

II.2.7.1 Les escaliers de RDC et étages courants

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

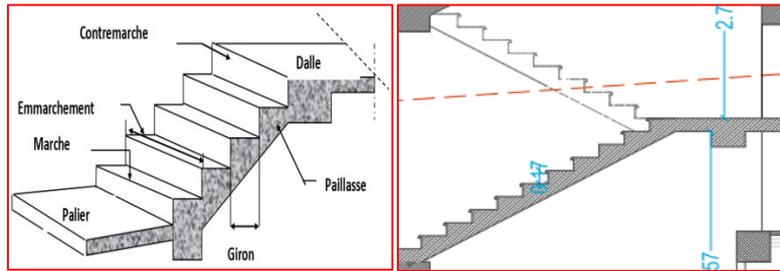


Figure II.4. Différents éléments d'un escalier

La hauteur de la volée : $h_{\text{volée}}$

On a une hauteur d'étage constante pour tout le bâtiment : $h_e = 3.4 \text{ m}$

$$h_{\text{volée}} = \frac{3.4}{2} = 1,7 \text{ m}$$

On considère une hauteur de contre marche : $h = 0.17 \text{ m}$

Nombre de contre marche ($n_{\text{contre marche}}$) :

$$n_{\text{contre marche}} = \frac{h_{\text{volée}}}{h_{\text{contre marche}}}$$

$$\text{Donc : } n_{\text{contre marche}} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contres marches.}$$

Nombre de marches (n_{marche})

$$\text{Le nombre de marches} = n_{\text{contre marche}} - 1$$

$$n_{\text{marche}} = 10 - 1 = 9 \text{ marche de } 30 \text{ cm}$$

Calcul de la pente α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.3} \quad \text{donc : } \alpha = 31.26^\circ$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$(2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad \text{Donc } 59 \leq 64 \leq 66 \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\text{Hauteur de la paillasse : } H' = 0,17 \times 10 = 1.7 \text{ ou } H' = h_{\text{volée}} / 2 \Rightarrow H' = 1.7 \text{ m}$$

$$\text{Détermination de la longueur projetée de la paillasse } L = g(n - 1) = 0,3 (10 - 1) = 2,7 \text{ m}$$

$$\text{Détermination de l'inclinaison de la paillasse : } \text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

Détermination de la longueur de la paillasse : $L_p = H'/\sin\alpha = 3.19\text{m}$.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow 0.1 \leq e \leq 0.15$

On prend l'épaisseur du palier : $e = 15\text{cm}$.

II.2.7.2 Les escaliers de sous-sol :

L'escalier balancé : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :

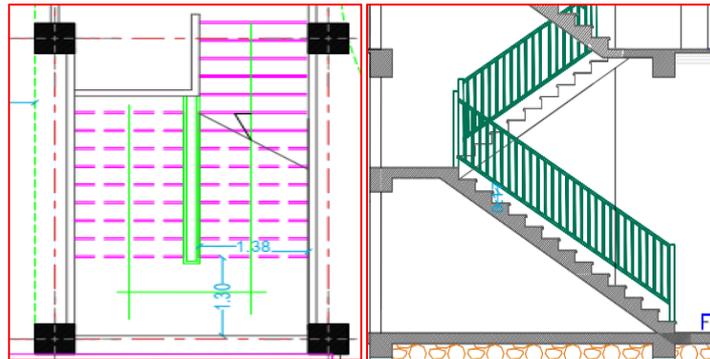


Figure II.5. Escalier de sous-sol

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche. □

$H = n \times h$; $h = H/n$.

$L = (n-1) \cdot g$; $g = L / (n-1)$. □

H : hauteur entre les faces supérieures des deux Volet différents. □

n : nombre de contre marches. □

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée. On trouve :

Donc : $408/17=24 \Rightarrow$ on a 24 contre marche ; $h=17\text{cm}$.

1er volet :

H (volet 1) = $17 \cdot 14 = 238 \text{ cm}$ (à partir de plan) $\Rightarrow L = g(n-1) = 30(14-1) = 390 \text{ cm}$

L'inclinaison de la Paillasse : $\text{tg}\alpha = 238/390 = 0,61 \Rightarrow \alpha = 31,40^\circ$

Détermination de la longueur de la paillasse : $L_p = H'/\sin\alpha = 2,38/\sin\alpha = 4,56 \text{ m}$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow 0.15 \leq e \leq 0.22$

On prend l'épaisseur du palier : $e = 15 \text{ cm}$.

2eme volet :

H (volet 2) = $17 \times 10 = 170$ cm $\Rightarrow L = g(n-1) = 30(10-1) = 270$ cm

L'inclinaison de la Paillasse : $\tan \alpha = 170/270 = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,2^\circ$

Détermination de la longueur de la paillasse : $L_p = H/\sin \alpha = 1,7/\sin \alpha = 3,2$ m

Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow 0.1 \leq e \leq 0.16$

On prend l'épaisseur du palier : $e = 15$ cm.

II.3 Evaluation des charges et des surcharges (DTR BC 2.2) :

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments porteurs de la structure cela nous permet dès les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situé dans un plan vertical.
- Les fondations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

II.3.1 Charges permanentes G :

II.3.1.1 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et construite avec un plancher en corps creux, incluant également une partie en dalle pleine (abritant la salle des machines et la cage d'ascenseur). Elle est surmontée de plusieurs couches de protection et présente une inclinaison favorisant l'évacuation des eaux pluviales. D'après le **D.T.R.B.C.2.2** et pour un plancher à corps creux et dalle pleine on a :

Avec :

e : l'épaisseur (m)

ρ : la masse volumique (KN/m³)

G : le poids par 1m² (KN/m²), Sont déterminées à partir de (**D.T.R.B.C.2.2**).

Tableau II.6. Plancher terrasse

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	20	1
Étanchéité multicouche	0,02	6	0.12
Forme de pente	0.02	22	0.44
Isolation thermique	0.04	4	0.16

Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		Total	G = 4.72
Charge permanente G = 4.72KN/m² Charge d'exploitation Q =1KN/m²			

Tableau II. 7.Plancher terrasse avec Dalle pleine

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
Forme de pente	0.02	22	0.44
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		Total	G = 5.76
Charge permanente G = 5.76KN/m² Charge d'exploitation Q =1KN/m²			

Tableau II.8.Plancher étage courant (Habitation)

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de ciment	0,02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloison en brique	0.1	10	1
		Total	G = 5.2
Charge permanente G = 5.2 KN/m² Charge d'exploitation Q =1.5 KN/m²			

Tableau II.9. Plancher de RDC (commercial)

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de ciment	0,02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Cloison en brique	0.1	10	0.75

		Total	G = 5.36
Charge permanente G = 5.36KN/m² Charge d'exploitation Q = 5 KN/m²			

II.3.1.2 Balcon d'étage courant :

Tableau II.10. Balcon d'étage courant

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	18	0.36
		Total	G = 5.31
Charge permanente G = 5.31 KN/m² Charge d'exploitation Q = 3.5 KN/m²			

II.3.1.3 Les escaliers

a- II.3.1.3.1 Les escaliers de RDC et étages courants :

a) Volée : deux volée avec

$\alpha = 32.19^\circ$ e = 15cm h = 17cm

Tableau II.11 Escaliers de RDC et étages courants

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage de contre marche	$0,02 \times (0.17/0.3)$	22	0.25
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Poids propre de la paillasse	$0.15 / \cos\alpha$	25	4.43
Poids propre des marches	$0.17/2$	22	1.87
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	$0.02 \times (0.17/0.3)$	20	0.22
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.03	18	0.54
Garde-corps métallique	-	-	0.15
		Total	G = 8.66
Charge permanente G = 8.66 KN/m² Charge d'exploitation Q = 2.5 KN/m²			

b) Le Palier :

Tableau II.12. Le Palier

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
-------------	-------	-----------------------------	------------------------

Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armée	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.03	18	0.54
		Total	G = 5.49
			Charge permanente G = 5.49KN/m² Charge d'exploitation Q =2.5 KN/m²

b- II.3.1.3.2 Les escaliers de sous-sol :

a) Volée 1 : $\alpha = 31.4^\circ$ e = 15 cm h = 17cm

TableauII.13 Escaliers de sous-sol volée1

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Carrelage de contre marche	$0,02 \times (0.17/0.3)$	22	0.25
Poids propre de la pailleasse	$0.15 / \cos\alpha$	25	4.46
Poids propre des marches	$0.17/2$	22	1.87
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	$0.02 \times (0.17/0.3)$	20	0.22
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.03	18	0.54
Garde-corps métallique	-	-	0.15
		Total	G = 8.68
			Charge permanente G = 8.68 KN/m² Charge d'exploitation Q =2.5 KN/m²

b) 2eme volet : $\alpha = 32.2^\circ$ e = 15cm h = 17cm

TableauII.14 Escaliers de sous-sol volée2

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Carrelage de contre marche	$0,02 \times (0.17/0.3)$	22	0.25
Poids propre de la pailleasse	$0.15 / \cos\alpha$	25	4.39
Poids propre des marches	$0.17/2$	22	1.87
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	$0.02 \times (0.17/0.3)$	20	0.22
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.03	18	0.54
Garde-corps métallique	-	-	0.15
		Total	G = 8.62
			Charge permanente G = 8.62 KN/m² Charge d'exploitation Q =2.5 KN/m²

II.3.1.4 Maçonnerie :

c- II.3.1.4.1 Murs extérieures :

Tableau II.15

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse extérieure	0,15	9	1.35
Lame d'aire	-	-	-
Brique creuse intérieure	0,1	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	18	0.36
		Total	G = 3.01
Charge permanente G = 3.01KN/m²			

d- II.3.1.4.2 Murs intérieures :

Tableau II.16

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse	0,1	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	18	0.36
		Total	G = 1.66
Charge permanente G = 1.66 KN/m²			

II.3.1.5 L'acrotère :

Tableau II.17

Charges	Surface	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
G	0.067	25	1.675
Q	/	/	1

II.3.2 Charges d'exploitations Q.

Elles sont définies en fonction des servitudes futures des locaux. D'après **DTR B.C2.2:**

Tableau II.18. Charge d'exploitation

Eléments	Surcharges
Plancher terrasse	1,00 KN/m ²
Plancher à usage d'habitation	1.5 KN/m ²
Plancher RDC	5 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²

II.4 poteau central :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait par descente de charge, pour le poteau le plus sollicité, en fonction de la surface du plancher qui lui revient.

- On considère le Poteau le plus sollicité.
- On calcul la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.
- Le pré-dimensionnement de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions mentionnées dans **l'article 7.4.1 du RPA99 (version 2003)**, pour prendre en considération le poids de poteau en descente de charge on utilise le dimensionnement de poteau (30x 30) cm.

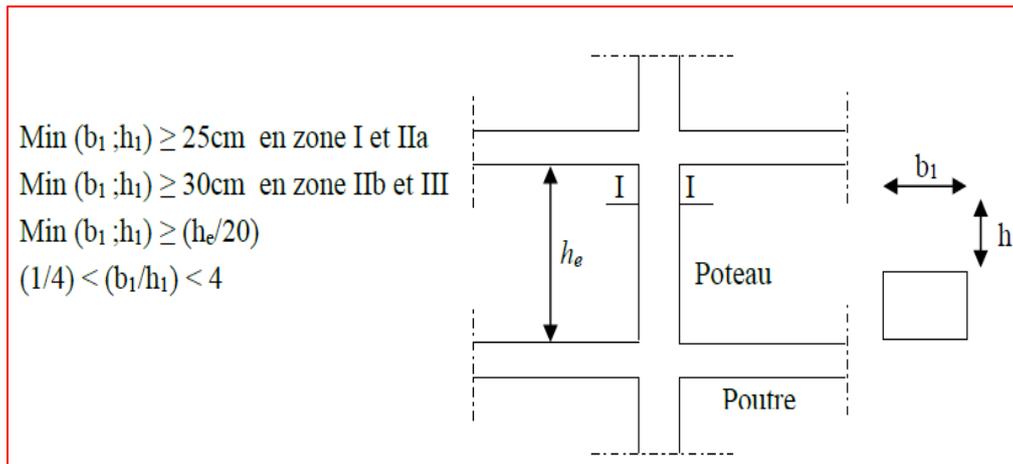
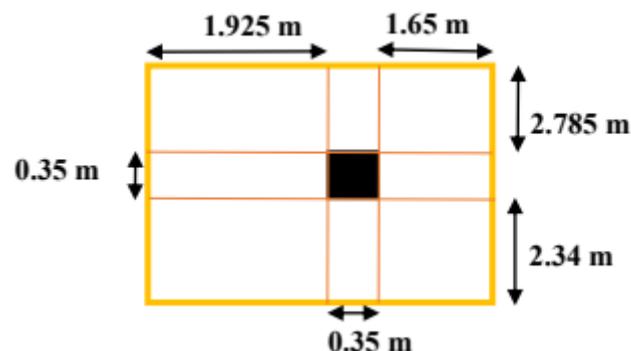


Figure II.6. Condition règlement RPA

II.4.1 Calcul de la Surface d'influence :

Le calcul et le dimensionnement des poteaux sont basé sur la descente de charge. On a choisi le poteau le plus sollicité (**C3**) : La surface revenant au poteau le plus sollicité est :

$$S_{\text{afférente}} = (1.95+1.375) \times (2.81+2.365) = 17,2 \text{ m}^2$$



II.4.2 Descente de charge :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1, 2, 3.....,n) Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Sous terrasse : Q_0

Sous étage : $1 Q_0 + Q_1$.

Sous étage : $2 Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$.

Sous étage : $3 Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage : $4 Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour ≥ 5

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

Dans notre cas :

- Un bâtiment en béton armé (R+6)
- Plancher premier jusqu'à Sixième étage d'habitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher RDC Commercial : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Avec : $Q_0 = 1 \text{ kn/m}^2$ $Q_1 = 1,5 \text{ kn/m}^2$

Tableau II.19. Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Surcharge	Dégression des charges par niveau	Surcharge (KN/m ²)	S _{affe}	NQ (kN)
6ème	Q0	1	1	18.3	18.3
5ème	Q1	1+1.5	2.5	18.3	45.8
4ème	Q2	1+ 0.95 (1.5+1.5)	3.85	18.3	70.53
3ème	Q3	1+ 0.9 (1.5 +1.5 +1.5)	5.05	18.3	92.51
2ème	Q4	1+ 0.85 (1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1	18.3	111.75
1ème	Q5	1+ 0.8 (1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7	18.3	128.24
RDC	Q6	1+ 0.75 (1.5+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.75	18.3	141.98
Sous-sol	Q7	1+ 0.71 (1.5 +1.5+1.5 +1.5 +1.5+1.5+5)	10.94	18.3	200.42

II.4.3 Calcul des charges permanentes :

Tableau II.20.Charges permanentes revenantes aux poteaux

			ρ (kN/m ²)	S (m ²)	V (m ³)	G (kN)	NG (KN)
6ème	Plancher terrasse	-	4,72	1832	-	86.4704	148.1801
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
5ème	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	156,9737
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
4ème	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	156,9737
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
3ème	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	156,9737
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
2ème	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	156,9737
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
1ère	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	146,4112
	Poutre principale	25	-	-	0,89	17.5	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	10	
	Poteau	25	-	-	0,374	9.37125	
	Mur internes	-	1,66	8,6	-	14,276	
RDC	Plancher courant	-	5,2	18.32	-	95.264	153,9580
	Poutre principale	25	-	-	0,89	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,62	10	
	Poteau	25	-	-	0,416	10,4125	
	Mur internes	-	1,66	9,554	-	15,85964	
Sous-sol	Plancher RDC	-	5,36	18.32	-	98,1952	148,7527
	Poutre principale	25	-	-	0,896	22.42187	
	Poutre secondaire	25	-	-	0,625	15.64062	
	Poteau	25	-	-	0,499	12,495	

II.4.4 Sections transversale des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée. **Règle du CBA 93 Article B.8.4 :**

$$B_r = (b-0.02) \times (a-0.02) \quad \text{pour une section rectangulaire}$$

$B_r = (a-0.02)^2$ pour une section carrée

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- **B_r** : section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie afin de tenir compte de fautes d'exécution.
- **NU** : l'effort normal ultime (descente des charges).
- **A_s** : section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul.
- **f_{c28}** : Résistance à la compression du béton a 28 jours. (On prend f_{c28} =25 MPa).
- **f_e** : contrainte limite élastique des aciers (on prend f_e = 400 MPa).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité du béton (γ_b = 1,5 en situation durable et transitoire).
- **γ_s** : coefficient de sécurité de l'acier (γ_s = 1,15 en situation durable et transitoire).
- **α** : coefficient dépendent de l'élancement (λ) des poteaux.
- **λ** : l'élancement mécanique d'un poteau comprimé d'une section constante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec : (L}_f\text{: Longueur de flambement. i: rayont de giration)}$$

On choisit **λ=35** pour que tous les aciers participent à la résistance, et pour éviter le flambement.

Puisque la structure est implantée dans une zone de forte sismicité (zone III) **Selon le RPA99/v 2003 article 7-4-2-1**

A_s = 0.9 % de la section du béton.

$$\frac{A_s}{B} = 0.009 \approx \frac{A_s}{B_r} \quad \text{donc : } A_s = 0.009 B_r$$

On a : λ=35 < 50

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

En remplaçant dans la formule on obtient : $B_r \geq \frac{\beta Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85f_e}{100\gamma_s}}$ Pour λ=35 :

$$\beta = 1 + \frac{0.163 \times 35^2}{1000} = 1.2$$

$$B_r \geq 0.065.Nu$$

Dans notre cas, l'effort Nu sera :

$$Nu = (1.35NG + 1.5NQ)$$

$$B_r \geq 0.065.Nu$$

$B_r = (b-0.02) \times (a-0.02)$ pour une section rectangulaire (a=b)

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

Vérification RPA99 version2003 (Art 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

B_c : section du poteau.

$Nd=Nu$: l'effort du poteau au niveau du sous-sol.

$$\frac{Nd}{0.30 f_{c28}} \leq B_c \text{ donc } B_c \geq 0.133Nu$$

$$B_c \text{ pour section rectangulaire} = a_c * a_c \text{ (cm}^2\text{)}$$

Tableau II.21 Sections transversale des poteaux

	NG	NG	N _Q	N _Q	Nu (ELU)	Br	Choix	B _c	v ≤ 0.3
	KN	Cumulé	KN	Cumulé	KN	cm ²	cm	cm	
6ème	148,18015	129,835	18,32	18,32	202,75725	130,170155	35x50	1750	C.V
5ème	156,97375	267,926	45,8	64,12	457,8801	293,959024	35x50	1750	C.V
4ème	156,97375	406,017	70,532	134,652	750,10095	481,56481	35x50	1750	C.V
3ème	156,97375	544,108	92,516	227,168	1075,2978	690,341188	35x50	1750	C.V
2ème	156,97375	682,199	111,752	338,92	1429,34865	917,641833	35x50	1750	C.V
1ère	146,41125	820,290	128,24	467,16	1808,1315	1160,82042	35x50	1750	C.V
RDC	153,958015	958,381	141,98	609,14	2207,52435	1417,23063	35x50	1750	C.V
Sous-sol	148,7527	1146,155	200,4208	809,5608	2761,651517	1772,98027	35x50	1750	C.V

II.4.5. Poteaux de rives et d'angle

D'après le RPA99 les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux (35x50 cm²) pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

II.5 Conclusion :

Le pré-dimensionnement vise à estimer les dimensions des sections des différents éléments structuraux en répondant aux exigences des règlements RPA99/2003, BAEL91 et CBA93.

Pour les éléments non structuraux, l'épaisseur des planchers avec corps creux a été estimée à 20cm (16+4 cm), celle des dalles pleines à 20 cm, et 15 cm pour les volées d'escaliers et les paliers.

Concernant les éléments structuraux, les voiles ont été dimensionnés avec une épaisseur de 20 cm pour tous les niveaux. Les sections des poutres principales ont été estimées à (35x50) cm et celles des poutres secondaires à (35x35) cm.

Pour les poteaux, une étude de la compression et du flambement a été réalisée. Afin d'identifier le poteau le plus sollicité, une descente des charges a été effectuée sur les poteaux semblant les plus chargés, en tenant compte de la surface tributaire et de l'aboutissement des poutres.

Le poteau (C3) s'est avéré être le plus sollicité. Par conséquent, la section (35x50) cm a été adoptée pour tous les poteaux de la structure.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique

CHAPITRE III. Ferrailage des éléments non structuraux

III.1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments secondaires qui composent notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation, ce pendant ils doivent être vérifiés sous l'action sismique.

Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les Balcons.
- Les escaliers.
- Dalle salle machine.
- Les planchers à corps creux.
- la poutre de palière

III.2. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Cet élément est calculé en **flexion composée** dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

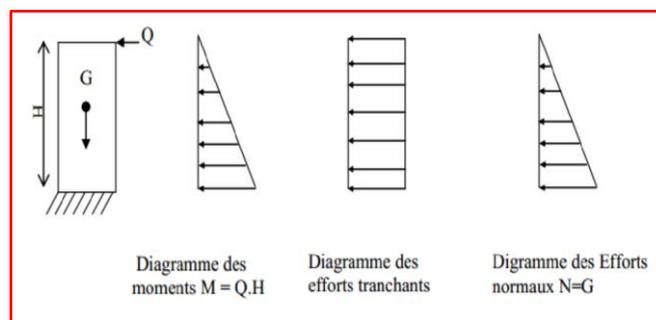


Figure III. 1. Schéma statique et diagrammes des efforts.

III.2.1. Dimensionnement :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée. Le calcul se fait sur un bond de 1 m

Les charges permanentes : $G = 1.675 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = \max(Q_p ; F)$ avec $Q_p = 1 \text{ KN/m}$

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul

F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2) Donc **$A = 0.25$** .

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tableau (6.1) du RPA**) Donc

$$C_P = \mathbf{0,80}$$
 (élément en console).

W_P : poids de l'acrotère Donc

$$W_P = 1.675 \text{ KN/m. D'où}$$

$$F_p = \mathbf{4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.675}$$

$$\text{Donc : } F_p = 1.34 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max(F_p, Q_p) = \max(1.34 ; 1) \rightarrow \mathbf{Q = 1.34 \text{ KN/ml.}}$$

III.2.2. Combinaison d'action :

$$N = N_G = 1.675 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1.34 \text{ KN}$$

$$M = Q \times h = 1.34 \times 0.6 = 0.804 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.804 = 1.206 \text{ KN.m}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_s = N_G = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.804 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné pour un mètre Linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la **flexion composée**.

Tableau III. 1. Caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm) h - c'	F_{c28}(MPa)	F_e(MPa)
100	10	2	8	25	400

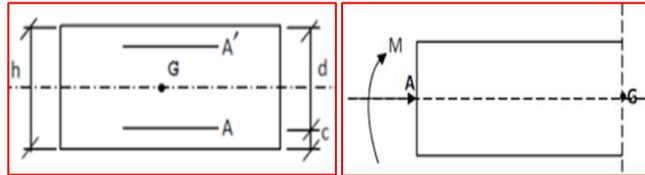


Figure III. 2 Schéma de calcul de l'acrotère.

Vu que la fissuration non préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$.

III.2.3.1 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

A. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.206}{2.261} = 0,53\text{m} \quad ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} \square 0,53\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

$$M_u = N_u * \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.261 \left(0.53 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.08 - 0.02)2.261 - 1.206 = -1.070 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \cdot b \cdot h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02)14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.79 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{-1.07 < 24.8 \text{ KN.m}}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times$

$$h = (100 \times 10) \text{ cm.}$$

B. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_u = N_u * \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{1.26 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.17} = 0.013 u_i = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 \qquad 1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5 \cdot 1.15} = 1.74$$

$$u_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.80 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.391$$

$$u_1 = 0.391 > \mu = 0.013 \text{ DONC} \qquad A' = 0 \text{ Pas d'armatures de compression.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.013)}) = 0.016$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.993$$

C. Calcule de la section d'armatures :

- **C.1. Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{1.26 \cdot 10^3}{348.8^2 \cdot 0.993} = 0.455 \text{ cm}^2$$

- **C.2. Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.455 - \frac{2.261 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

D. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

D.1. Armatures principales :

$$N_s = N_G = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.804 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.804}{1.675} = 0,48\text{m}$$

$$d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \cdot 0.23$$

$$A_{s \min} = \frac{8 \cdot 100 \cdot 2.1}{400} \cdot \frac{48 - 0.45 \cdot 8}{48 - 0.185 \cdot 8} \cdot 0.23 = 0.922 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Φ6 p.m avec $A_{s \min} = 1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

D.2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ soit 4Φ6 P.m.

III.2.3.2. Vérifications complémentaires

A. Vérification des contraintes (E.L.S) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} * \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1.675 (0.48 + 0.05 - 0.02) = 0.85425 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = \frac{100}{2}y^2 - 15 \cdot 1.13(8 - y)$$

$$50y^2 + 16.95y - 135.6 \rightarrow y = 1.48 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \cdot 1.48^3}{3} + 15 \cdot 1.13(8 - 1.48)^2$$

$$I = 828.61 \text{ cm}^4$$

B. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{854.25}{828.61} \cdot (1.48) = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \text{ **Condition vérifiée**}$$

C. Détermination des contraintes dans l'acier tendue :

$$(\bar{\sigma}_s) = \min \left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ La fissuration est préjudiciable Avec :}$$

η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$(\bar{\sigma}_s) = \min \left(\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67, 201.63) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{854.25}{828.61} (8 - 1.48) = 100.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 100.82 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa condition vérifiée.}$$

D. Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1000}{1000 \times 90} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$CV

Il n'ya pas un risque de cisaillement.

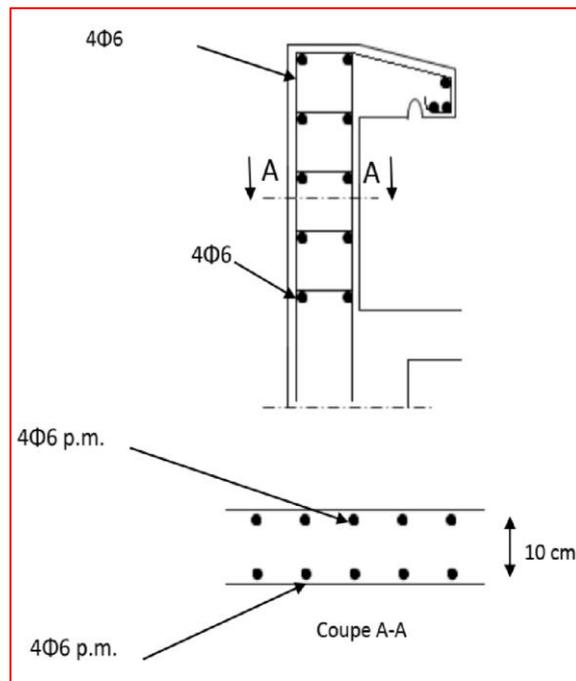


Figure III. 3. Ferrailage de l'acrotère

III.3. Les Balcons :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encastrée dans une poutre de rive. Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci.

Après le pré-dimensionnement, on n'a obtenu que $e = 15 \text{ cm}$.

La structure étudiée comporte plusieurs type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre (On a choisi le cas le plus défavorable).

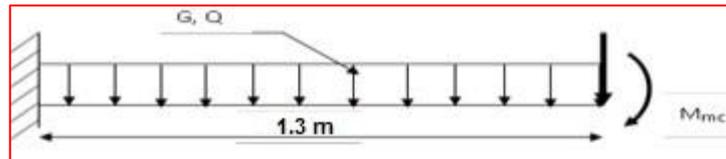


Figure III. 4.Schéma statique de balcon

III.3.1. Evaluation des charges

A. Charge permanente :

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre du Garde-corps de 1m de hauteur

$$P = \gamma \cdot e \cdot h \cdot l$$

$$P = 9000 \times 0,1 \times 1,5 \times 1$$

$$P = 1,350 \text{ KN/m}$$

B. Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

C. Combinaison des charges

C.1. ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 12,418 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P \Rightarrow P_u = 1,8225 \text{ N/ml.}$$

C.2. ELS :

$$q_s = (G+Q) \cdot 1\text{ml} = 8,81 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,350 \text{ KN/ml}$$

III.3.2. Calcul des efforts dans le balcon :

III.3.2.1 Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + p_u \times L \Rightarrow M_u = \frac{12,418 \times 1,3^2}{2} + 1,8225 \times 1,3 = 12,86 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + p_s \times L \Rightarrow M_s = \frac{8,81 \times 1,3^2}{2} + 1,350 \times 1,3 = 9,2 \text{ KN/m}$$

III.3.2.2 Effort tranchant :

$$T_u = q_u \cdot L + P_u \Rightarrow T_u = 12,418 \times 1,3 + 1,8225 = 17,96 \text{ KN}$$

$$T_s = T_s = q_s \cdot L + P_s \Rightarrow T_s = 8,81 \times 1,3 + 1,350 = 12,803 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul des armatures :

III.3.3.1 Armatures longitudinales (ELU) :

$h = 15 \text{ cm}$ $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

$$u_{bu} = \frac{Mu}{bd^2f_{bc}} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$u_{bu} = \frac{12,86 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.049$$

$$u_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2.10^5 \cdot 1.15} = 1.74$$

$$u_l = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.80 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.391$$

$u_{bu} < u_l$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A).

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) \Rightarrow \alpha_u = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0.4 \times 0.062) = 131.652 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{12,86 \times 10^3 \times 10^3}{132,89 \times 347.82} = 278.22 \text{ mm}^2 = 2,78 \text{ cm}^2$$

A. Pourcentage minimale des armatures BAEL (article. B.6.4) :

$$A'_{min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

B. Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A'_{min}, A_s \text{ calculée}, A_{min}) = 2,78 \text{ cm}^2$$

On prend $3\Phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec espacement $St = 20 \text{ cm}$

C. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On prend $4\Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec espacement $St = 20 \text{ cm}$

D. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{17,96 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.133 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{(0.15 \times 25)}{(1.5)}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0.133 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ CV

III.3.3.2. Vérification à l'ELS :

$$MS = 9,2 \text{ KN/m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ et } n = 15$$

$$bx^2/2 - n \cdot A_s (d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 3.39 (13,5 - x) = 0$$

Donc :

$$50x^2 + 50.85x - 686,475 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 359,71$$

$$X1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-47,1 - 359,71}{2 \times 50} = -4,249 \text{ cm (refuser)}$$

$$X2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-47,1 + 359,71}{2 \times 50} = 3,232 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bX^3}{2} + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,232^3}{2} + 15 \times 3.39(13,5 - 3,232)^2$$

$$I = 7049.2534 \text{ cm}^4 = 7,049 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{9,2 \times 10^3 \times 10^3 \times 32,32}{7,049 \times 10^7} = 4.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4,21 \text{ MPa} \leq (\bar{\sigma}_{bc}) = 15 \text{ MPa}$

E. La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$(\overline{\sigma_s}) = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})/\eta = 1.6/$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63)\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - X) = 15 \frac{9,2 \times 10^3 \times 10^3}{7,049 \times 10^7} (135 - 32,32) = 201.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201,01 \text{ MPa} \leq (\overline{\sigma_s}) = 201.63 \text{ MPa}$$

F. Vérification de la flèche :

$$A_s/bd = (3,39 \times 10^2)/(1000 \times 135) = 0,002 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105 \text{ CV}$$

$$(h)/l = 0,15/1.3 = 0,11 \geq 1/16 = 0,0626 \text{ CV}$$

$$(h)/l = 0,15/1 = 0,15 \geq (M_{t, ser})/(10 M_{0, ser}) = 1/10 \text{ CV Avec : } M_{t, ser} = M_{0, ser}$$

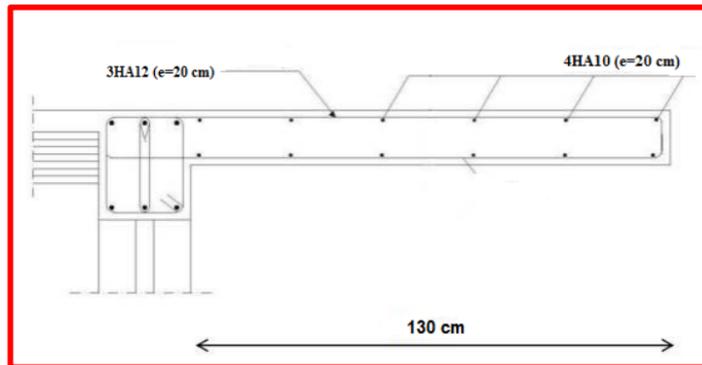


Figure III. 5.Ferrailage du balcon

III.4. Les Escaliers :

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires. L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la **flexion simple**. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur.

III.4.1. Dimensionnement (RDC et étages courants) :

- hauteur de l'étage RDC $H_e = 3,40\text{m}$
- hauteur de l'étage courants $H_e = 3,06\text{m}$
- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$
- largeur de la marche $g = 30\text{ cm}$
- nombre des marches $n-1 = 8$
- nombre de contre marche $n = 9$

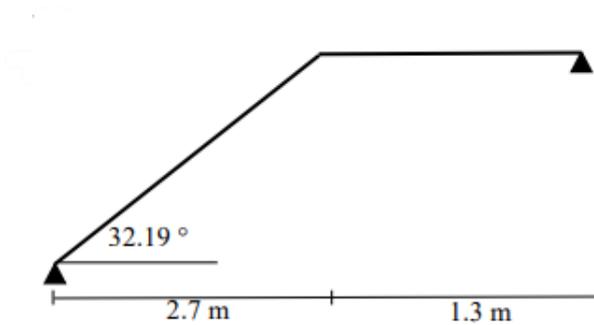


Figure III. 6. Schéma statique de l'escalier

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

Paillasse :

$G = 8.66 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Le palier de repos :

$G = 5.49 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.4.3 Combinaisons des charges

ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{ml}$

Tableau III. 2. Récapitulatif combinaisons des charges.

Les charges	G (KN /m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.66	2.5	15.44	11.16

III.4.4 Calcul des sollicitations :

III.4.4.1 La charge équivalente :

A. RDC et étage courants :

$$q_{eq} = \frac{q_{paillasse} L_{paillasse} + q_{palier} L_{palier}}{L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$q_{uqu} = \frac{(15.44 \times 2.7) + (11.16 \times 1.3)}{2.7 + 1.3} = 14.05 \text{ KN}$$

$$q_{serequ} = \frac{(11.16 \times 2.7) + (7.99 \times 3.19)}{2.7 + 3.19} = 10.13 \text{ KN}$$

B. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$l = L_{paillasse} + L_{palier} = 2.7 + 1.3 = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{0u} = \frac{14.05 \times 4^2}{8} = 28.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{10.13 \times 4^2}{8} = 20.26 \text{ KN.m}$$

C. Moments sur appuis :

$$M_a = 0.3M_0$$

$$M_{u.a} = -0.3M_{0u} = -0.3 \times 28.1 = -8.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser.a} = -0.3M_{0ser} = -0.3 \times 20.26 = -6.078 \text{ KN.m}$$

D. Moment sur travée :

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_{u.t} = 0.85 \times 28.1 = 23.885 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser.t} = 0.85 \times 20.26 = 17.221 \text{ KN.M}$$

E. Effort tranchant :

$$T_{eq} = \frac{q_{eq} L}{2}$$

$$T_u = \frac{14.05 \times 4}{2} = 28.1 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = \frac{10.13 \times 4}{2} = 20.26 \text{ KN}$$

III.4.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé :

$h = e = 15\text{cm}$, $C = 2\text{cm}$, $d = 13.5\text{cm}$, $b = 100\text{cm}$, $f_e = 400\text{ MPa}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $f_{bu} = 14.17\text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$, $\sigma_s = 347.82\text{ MPa}$.

III.4.5.1 Armatures longitudinales ELU:

A. En travée :

$$M_t = 23.885 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.885 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.092$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = (1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) \Rightarrow \alpha_u = 0.12 \quad Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.26) = 128.52 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{23.885 \times 10^{-3}}{0.12852 \times 347.8} = 5.49 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.49 \text{ cm}^2$$

B. En appui

$$M_a = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.43 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0,03 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_L = 0.392$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = (1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) \Rightarrow \alpha_u = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 135(1 - 0.4 \times 0.21) = 132.786 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{8.43 \times 10^3 \times 10^3}{132.786 \times 347.8} = 1.82 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : (BAEL 91 B.6.4)**

$$A'_{\min} = 0.001 \cdot b \cdot h \Rightarrow A'_{\min} = 0.001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A'_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$A_s = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A'_{\min})$.

Tableau III. 3. Récapitulatif des résultats des armatures longitudinales

Désignation	A _s (cm ²) calculé	A _s (cm ²) min	A' _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	5.49	1.63	1.5	5φ12 =5.65
appui	1.82	1.63	1.5	4φ10 =3.14

Armatures longitudinales : $A_t = \frac{A_l}{4}$

Tableau III. 4. Récapitulatif des résultats des armatures transversales.

Désignation	A _s (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	5.65	1.41	4φ8 =2.01
appui	3.14	0.78	3φ8 =1.51

➤ **Espacement entre les armatures BAEL91 (art A.8.2,4.2)**

A- Armatures longitudinales :

$$St < \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33cm) = \min(45cm, 33cm)$$

$$St < 33cm$$

$$\text{Travée : } St = 100 / 5 = 20cm$$

$$\text{Appui : } St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

B- Armatures transversales :

$$St < \min(4h, 33cm) = \min(3 \times 15, 45cm) = \min(60cm, 45cm)$$

$$St < 45cm$$

$$\text{Travée : } St = 100 / 5 = 20cm$$

$$\text{Appui : } St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art 5.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{28.1 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

III.4.5.2 Vérification à l'ELS :

III.4.5.2.1 Vérification des contraintes maximales du béton comprimé :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ;

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si est vérifiée l'inégalité suivante :

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III. 5. Récapitulatif des résultats

Désignation	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	f _{c28} (MPa)	γ	α	ᾱ	condition
Travée	23.885	17.221	25	1.38	0.096	0.445	C.V
Appui	8.43	6.078	25	1.38	0.033	0.445	C.V

III.4.5.2.2 Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.0375 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{565}{1000 \times 135} = 0.004 \geq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0375 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III.4.5.2.3 Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2)

Calcul De la Fleche Par la Méthode de l'Inertie

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour Valeur : Δf_t < f_{adm}.

Δf_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} Il faut avoir :

- $\frac{L}{500} \dots \dots \dots L \leq 5m$
- $\frac{L}{500} + 0.5 \dots \dots \dots L \geq 5m$

Donc : f_{adm} = $\frac{L}{500}$

A. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{(100) \cdot (y)^2}{2} - 15 (5.65)(13.5 - y)$$

$$50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 485.80$$

$$Y_1 = -5.7$$

$$Y_2 = 4.01$$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$

B. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{(100) \cdot (5.51)^3}{12} + 15 (5.65)(13.5 - 5.51)^2$$

$$I = 9781.96 \text{ cm}^4$$

C. Déformation instantanée :

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\bullet \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$$

b

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041$$

On a : $b_0 = b$ **Donc:**

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 5.12$$

$$\bullet \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 2.04$$

D. Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_1 \times l_1) + (G_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} \Rightarrow \frac{(8660 \times 2.7) + (5490 \times 1.3)}{2.7 + 1.3} = 7629.75 \text{ N/m}$$

$$J_{eq} = \frac{(J_1 \times l_1) + (J_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} \Rightarrow \frac{(6300 \times 2.7) + (3750 \times 1.3)}{2.7 + 1.3} = 5471.25 \text{ N/m}$$

$$P = g_{eq} + Q = 7629.75 + 2500 = 10129.75 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{7629.75 \times (4)^2}{8} = 15259.5 \text{ N.ml}$$

$$M_J = \frac{J_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{5471.25 \times (4)^2}{8} = 10942.5 \text{ N. ml}$$

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{10129.75 \times (4)^2}{8} = 20259.5 \text{ N.ml}$$

E. Calcul des contraintes :

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15M \frac{(d-y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15 M_g \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 15259.5 \times \frac{13.5-4}{9781.96} = \mathbf{222.29 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_j = 15 M_j \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 10942.5 \times \frac{13.5-4}{9781.96} = \mathbf{159.406 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_p = 15 M_p \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 20259.5 \times \frac{13.5-4}{9781.96} = \mathbf{295.132 \text{ MPa}}$$

F. Déformation de longue durée :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 222.29 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 159.406 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 295.132 + 2.1} = 0.47$$

G. Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{g_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 9781.96}{1 + 5.12 \times 0.36} = 3784.523 \text{ cm}^4$$

$$I_{g_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 9781.96}{1 + 2.04 \times 0.36} = 6203.96 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_j \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 9781.96}{1 + 5.12 \times 0.33} = 4000.65 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 9781.96}{1 + 5.12 \times 0.47} = 3158.805 \text{ cm}^4$$

H. Calcul des flèches :

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$F = \frac{M \times l^2}{10 \times E \times I} \quad \text{On a } E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa} ; E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_{vj} \times I_{g_v}} = \frac{15259.5 \times 4^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 6203.96} = 3.63 \text{ mm}$$

$$f_{g_i} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{g_i}} = \frac{15259.5 \times 4^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 3784.523} = 2.00 \text{ mm}$$

$$f_{j_i} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_j} = \frac{10942.5 \times 4^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 4000.65} = 1.36 \text{ mm}$$

$$f_{p_i} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_p} = \frac{20259.5 \times 4^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 3158.805} = 3.19 \text{ mm}$$

Donc le total est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{g_v} - f_{j_i} + f_{p_i} - f_{g_i}$$

$$\Delta f_t = 3.63 - 1.36 + 3.19 - 2 = 3.46 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifié e}$$

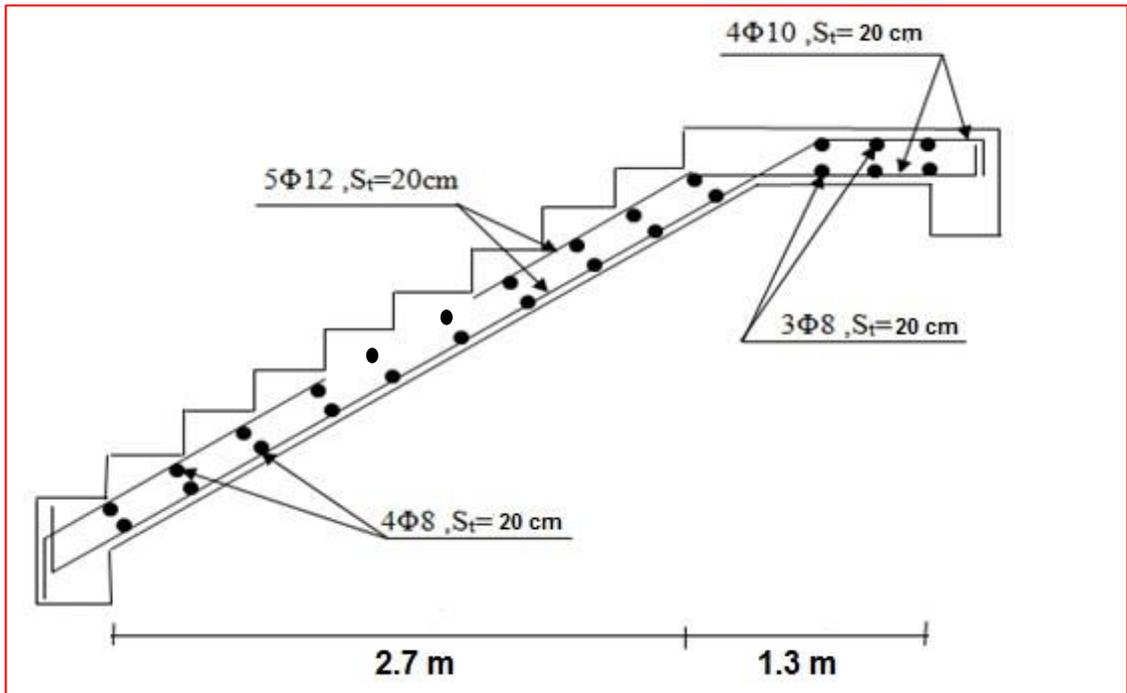


Figure III. 7 Schéma de ferrailage d'escalier

III.5 Etude de la poutre de palière

III.5.1 Pré dimensionnement

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : la portée maximale entre axes des appuis.

L = 2,95 m

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$$

$$19,66 \leq h \leq 29,5$$

Donc on prend **h=35 cm**

0,3h < b < 0,7h

$$9 \leq b \leq 21$$

Donc on prend **b= 35 cm**

❖ Vérification selon RPA99/version 2003 (article 7.5.1)

- h= 35 > 30 cm **Condition V**

- $b = 35 > 20$ cm **Condition V**

- $\frac{h}{b} = 1,2 < 4$ **Condition V**

➤ **Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre palier : $0,35 \times 0,35 \times 25 = 2,187$ kN/ml

Le poids propre du mur : $1,53 \times 2,187 = 3,346$ kN/ml .

Donc : $G = 5,533$ kN/ml.

➤ **Réaction du palier sur la poutre**

$$\text{ELU : } T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,16 \times 2,95}{2} = 16,46 \text{ kN/ml}$$

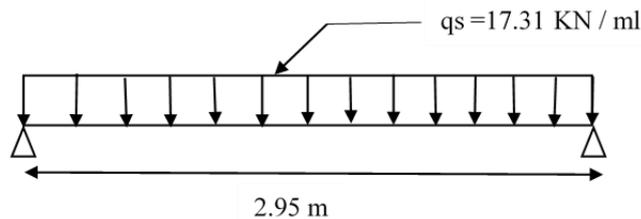
$$\text{ELS : } T_{\text{ser}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,99 \times 2,95}{2} = 11,78 \text{ kN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges**

$$q_u = 1,35 G + T_u = (1,35 \times 5,533) + 16,46 = 23,93 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G + T_{\text{ser}} = 5,533 + 11,78 = 17,31 \text{ kN/ml}$$

ELS :



ELU :

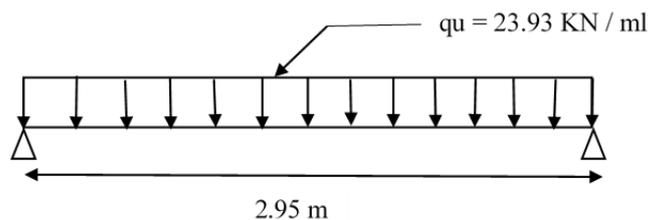


Figure III. 8 : Schéma statique de la poutre palière

➤ **Calcul des sollicitations**

Moment isostatique:

$$M_{u0} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{23,93 \times 2,95^2}{8} = 26,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{s0} : = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{17.31 \times 2.95^2}{8} = \mathbf{18.83 \text{ KN.m}}$$

En travée:

$$M_{u,t} : = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{23.93 \times 2.95^2}{24} = \mathbf{8.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ser,t} : = \frac{q_{ser} \times L^2}{24} = \frac{17.31 \times 2.95^2}{24} = \mathbf{6.27 \text{ KN.m}}$$

Aux Appuis:

$$M_{uA} : = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{23.93 \times 2.95^2}{12} = \mathbf{17.35 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sA} : = \frac{q_{ser} \times L^2}{12} = \frac{17.31 \times 2.95^2}{12} = \mathbf{12.55 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant:

$$T_u : = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{23.93 \times 2.95}{2} = \mathbf{35.29 \text{ KN}}$$

$$T_s : = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{17.31 \times 2.95}{2} = \mathbf{25.53 \text{ KN}}$$

III.5.2 Ferrailage de la poutre de palier

III.5.2.1 Calcul de la poutre à la flexion simple

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu préjudiciabl.

Donné :

$$b = 25 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 31.5 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

III.5.2.1.1 ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) ; Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) ; A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

Tableau III. 6 : récapitulatif des résultats de Ferrailage de la poutre palière.

Désignation	M_u (KN.m)	μ	α_u	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{abo}(\text{cm}^2)$
Travée	8.67	0.024	0.026	31.17	0.80	1.14	1.14	3 ϕ 14 = 4.62
Appui	17.35	0.049	0.063	30.71	1.62	1.14	1.62	3 ϕ 14 = 4.62

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

Pour la continuité sur les appuis, on choisit le même ferrailage qu'en travée

III.5.2.1.2 ELS :

➤ **Vérification des contraintes maximales du béton comprimé**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ;

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III. 7: Récapitulatif des résultats

Désignation	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	f_{c28}	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	8.67	6.27	25	1.38	0.026	0.44	C.V
Appui	17.35	12.55	25	1.38	0.063	0.44	C.V

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{35.29 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

- En travée :

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \text{ et } n = 15$$

$$\frac{bX^2}{2} - n.A_s (d - x) = 0 \Rightarrow 15x^2 - 15 \times 4.62 (31,5 - x) = 0$$

$$\text{Donc } 15x^2 + 69.3x - 2182.95 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta}$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -14.59 \text{ cm (refuser)}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9.97 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{2} + n . A_s (d - x)^2$$

$$I = \frac{300 \times 9.97^3}{2} + 15 \times 4.62 (31,5 - 9.97)^2$$

$$I = 46988.79 \text{ cm}^4 = 46.98879 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{6.27 \times 10^3 \times 10^3}{46988.79 \times 10^4} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = 1.33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Sur appui:**

Position de l'axe neutre

$$\frac{bX^2}{2} - n.A_s (d-x) = 0 \Rightarrow X=9.97$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{2} + n . A_s (d - x)^2$$

$$I = 46988.79 \text{ cm}^4 = 46.98879 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{12.55 \times 10^3 \times 10^3}{46988.79 \times 10^4} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.5.2.2 Calcul de la poutre à la torsion :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

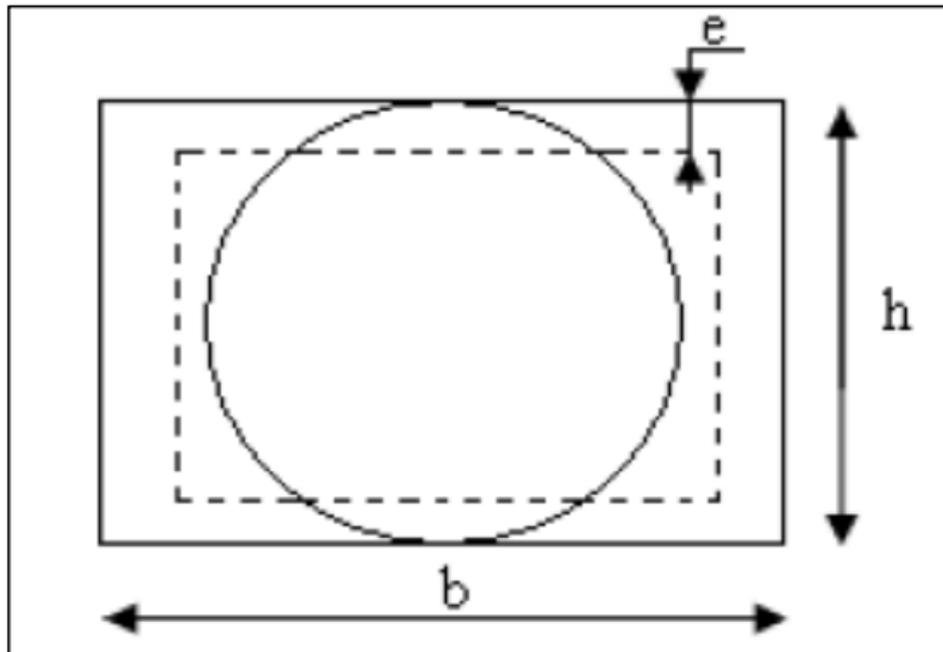


Figure III. 9: Schéma statique de la poutre palière.

- La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier
- Donc : $M_a = M_t = 8.43 \text{ KN. m}$

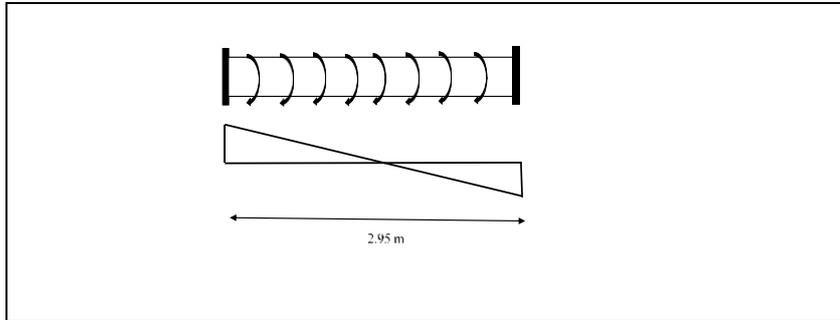


Figure III. 10. Schéma de la poutre à la torsion

III.5.2.2.1 Calcul le ferrailage

- **Calcul les armatures longitudinales**

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

e : épaisseur de la paroi .

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

U : Périmètre de la section

A_1 : Section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = [0.25 - 0.0583] \times [0.35 - 0.0583] = 0.056 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(0.25 - 0.0583) + (0.35 - 0.0583)] = 0.97 \text{ m}$$

Donc :

$$A_1 = \frac{8.43 \times 0.97 \times 1.15}{2 \times 0.056 \times 400} = 2.09 \text{ cm}^2$$

- **En Travée :**

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.62 + \frac{2.09}{2} = 5.66 ; \text{ Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.62 + \frac{2.09}{2} = 5.66 ; \text{ Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \Rightarrow \text{contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{35.29 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.43 \times 10^6}{2 \times 0.056 \times 10^6 \times 58.3} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.37^2 + 1.29^2} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau_u = 1.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Espacement entre les cadres St :**

D'après RPA 99 version(2003) :

Zone nodale :

$$St \leq \min(h/4 ; b) \Rightarrow St \leq \min(8.75 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

$$St = 8 \text{ cm}$$

Zone courant :

$$St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcule les armatures transversales :**

❖ **Flexion :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} = \frac{250 \times 150 \times (0.37 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 235} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_t = \max(0.45 \text{ cm}^2 ; 0.46 \text{ cm}^2) = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Torsion :**

La quantité des armatures transversales BAEL91 :(art A .5.1.2)

$$S_t \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 (0.9 h) ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

RPA 99 version2003 ::(art 7.2.2.2)

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.43 \times 10^6 \times 150}{2 \times 0.056 \times 10^6 \times 400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\min} ; A_t) = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{total}} = 0.45 + 1.35 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc un cadre et un étrier

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 99 :

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{250 \times 315} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{295} = 0.118 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{295} = 0.118 \geq \frac{0.867}{10} = 0.0867 \dots \dots \dots CV$$

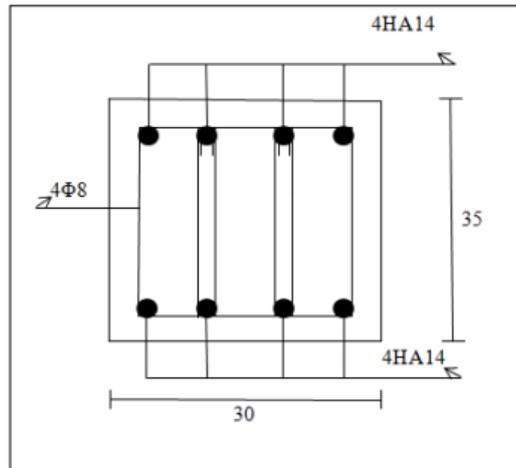


Figure III. 11: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 Etude de la salle machines :

Notre bâtiment comporte d'une cage d'ascenseur, La cabine à une vitesse d'entraînement V = 1m/s.

- La surface de la cabine est : **2,59cm² (1.85x1.4)**
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de :
9 tonnes, pouvant charger 8 personnes de 6,3KN
- La hauteur de la cabine est de 2.20m.
- La surcharge d'exploitation Q = 1 kn/m²

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

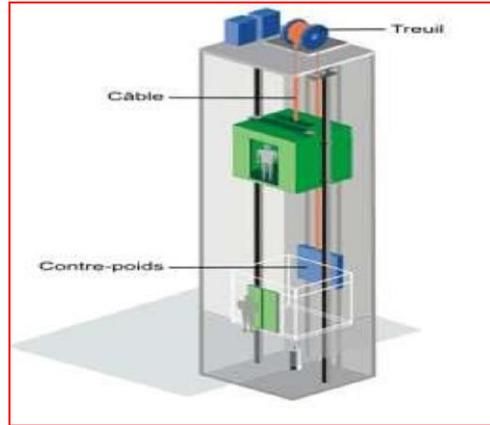


Figure III. 12 Schéma de l'ascenseur.

III.6.1 Dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine, h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA 2003).

On prend : $h_t = 15\text{cm}$. La dalle repose sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée.

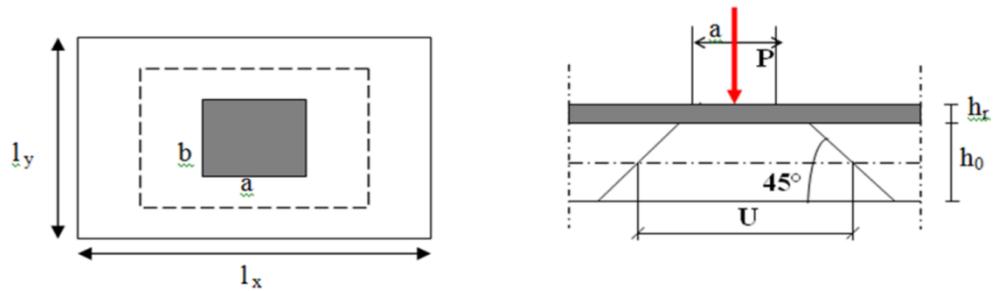


Figure III. 13 Répartition de la charge localisée sur la dalle.

$$\frac{L_x}{45} \leq h_t \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{345}{45} \leq h_t \leq \frac{345}{30} = 11.50 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12\text{cm}$

Donc on prend **$h = 15 \text{ cm}$**

$L_x = 3.45 \text{ m}$

$L_y = 5.03 \text{ m}$

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de **1m** de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : **$0.40 \leq \alpha \leq 1$** la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si : $\alpha < 0.4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

III.6.2 Evaluation des moments :

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de **1m** de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $0.40 \leq \alpha \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si : $\alpha < 0.4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{345}{503} = 0.7 \Rightarrow 0.40 \leq \alpha = 0.7 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le revêtement en béton on a :

$$U = U_0 + 2\varepsilon \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\varepsilon \cdot e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm). h_r : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

ε : coefficient de remplissage égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue

$U_0 = V_0 = 80$ cm (coté du rectangle sur lequel q est concentrée). D'où :

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

III.5.3 Les moments M_{X_1} , M_{Y_1} du système de levage :

Localisée moments dus à la charge localisée m

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2) \cdot q$$

$$M_{y1} = (M_1 + vM_2) \cdot q$$

v : coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0.2 \Rightarrow \text{à L'ELS} \\ v = 0 \Rightarrow \text{à L'ELU} \end{array} \right.$$

M_1, M_2 : Coefficients donnée en fonction de ($\rho, U/l_x, V/l_y$) partir des abaques de PIGEAUD (Annexe II).

$$\text{on a } \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{3.45} = 0.3 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1.05}{5.03} = 0.2 \end{array} \right. \quad M_1 = 0.164, M_2 = 0.118 \text{ (tableau anexe)}$$

Les moments dus au système de levage M_{X_1} , M_{Y_1} System de levage : $P = 90$ kN.

Tableau III.8. Combinaisons de charges pour le système de levage

Charges	ELU	ELS
G=P = 90 kN	1.35 (90) +1.5 (6.3) = 130.95	G + Q =
Q=6.3kNa	kN	96.3 kN

Tableau III. 9. Moments fléchissant du au système de levage.

	ELU	ELS
$M_1 = 0.164$	$M_{x1} = (0.164+0) \times 130.95 = 21.47$	$M_{x1} = (0.164+0.2 \times 0.118) \times 96.3 = 18.06$
$M_2 = 0.118$	$M_{y1} = (0.118+0) \times 130.95 = 15.45$	$M_{y1} = (0.118+0.2 \times 0.164) \times 96.3 = 14.52$

Tableau III.10. Combinaisons de charges pour la dalle.

charges	ELU	ELS
$G = 25 \times 0.15 = 3.75$	$Q_u = 1.35g + 1,5q$	$Q_s = G + Q$
$Q = 1 \text{ kN/m}^2$	$Q_u = 6,56 \text{ kN/ml}$	$Q_s = 4,75 \text{ kN/ml}$

III.5.4 Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times (l_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction de rapport ρ et ν

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \Rightarrow \text{à l'ELS} \\ \nu = 0 \Rightarrow \text{à l'ELU} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

ELU :

$$\nu = 0 \text{ Pour } \alpha = 0.7 \begin{cases} \mu_x = 0.068 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2 = 0.068 \times 6,56 \times 5.03^2 = 11.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.436 \times 11.28 = 4.91 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$\nu = 0.2 \text{ Pour } \alpha = 0.7 \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L^2 = 0.0743 \times 4.75 \times 4.20^2 = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.5817 \times 6.22 = 3.618 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 11. Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.

charges	ELU	ELS
$M_{x2} = \mu_x \times q \times (l_x)^2$	11.28	6.22
$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$	4.91	3.618

Tableau III. 12. Superposition des moments fléchissant

charges	ELU	ELS
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	32.75	24.28
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	20.36	18.14

III.6.5 Calcul du moment fléchissant :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,75** en travée et **0,5** aux appuis à l'ELU et à l'ELS.

$$M_{x \text{ app}} = -0.50 M_x \Rightarrow M_{y \text{ app}} = -0.50 M_y$$

$$M_{x \text{ tra}} = 0.75 M_x \Rightarrow M_{y \text{ tra}} = 0.75 M_y$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 13. Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU

		ELU	ELS
Sens	Zone	Moments (KN.m)	Moments (KN.m)
X-X	appuis	16.375	12.14
	travée	24.56	18.21
Y-Y	appuis	10.18	9.07
	travée	15.27	13.06

III.6.6 Diagrammes des moments :

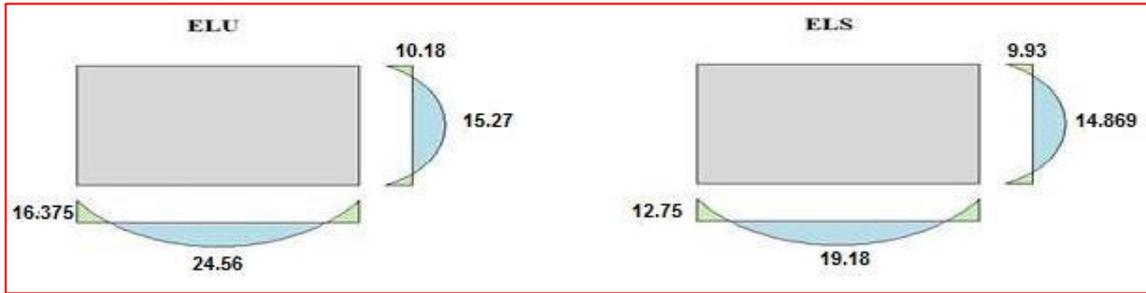


Figure III. 14 Évaluation des moments à L'ELU et L'ELS

III.6.7 Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400.

$F_{ed} = 348\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$.

III.6.7.1 Ferrailage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).

A. Aux appuis

$M_{appELU} = 16.375\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.375 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.20} = 0.063$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16.375 \times 10^3}{1 \times 13.5^2 \times 14.20} = 3.48\text{ cm}^2.$$

On Adopte := $5.65\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

B. Aux travées :

$M_{traELU} = 24.56\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.56 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.20} = 0.094$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.56 \times 10^3}{1 \times 13.5 \times 348} = 5.22\text{ cm}^2.$$

γ_s

On Adopte := $5.65\text{cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14. Ferrailage de la dalle pleine sens X-X

	MU (KN.m)	A' (cm ²)	AS (calculer) (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix	St (cm)
Sur appuis	16.375	0	3.48	5.65	5HA12	20
En travée	24.56	0	5.22	5.65	5HA12	20

III.6.7.2 Ferrailage dans le sens y-y :

A. Aux appuis :

$M_{app\ ELU} = 10.18\ KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{10.18 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.20} = 0.039$$

$$AS = \frac{Ma_u}{\beta \times d \times f_e} = \frac{10.18 \times 10^3}{1 \times 13.5 \times 348} = 2.16\ cm^2.$$

γ_s

On Adopte := 5.65 cm² ⇒ 5HA12 avec $S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$

B. Aux travées :

$M_{tra\ ELU} = 15.27\ KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.27 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.20} = 0.059$$

$$AS = \frac{Ma_u}{\beta \times d \times f_e} = \frac{15.27 \times 10^3}{1 \times 13.5 \times 348} = 3.25\ cm^2.$$

γ_s

On Adopte := 5.65 cm² ⇒ 5HA12 avec $S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$.

Tableau III. 15. Ferrailage de la dalle pleine sens Y-Y

	MU (KN.m)	A' (cm ²)	AS (calculer) (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix	St (cm)
Sur appuis	1.63	0	2.16	5.65	5HA12	20
En travée	2.45	0	3.25	5.65	5HA12	20

III.6.8 Vérifications :

III.6.8.1.1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0.8\ ‰$ pour FeE400 et $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.7$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - 0.7}{2} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } A_u^a \geq A_{\min} & (\text{cm}^2/\text{ml.}) \\ \text{En travée : } A_u^t \geq A_{\min} & (\text{cm}^2/\text{ml.}) \end{cases}$$

Tableau III. 16. Vérification de la condition de non fragilité.

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	$A_{ua}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$		$A_{ua}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	
Aux appuis	5.65	1.32	cv	5.65	1.32	cv
En travées	5.65	1.32	cv	5.65	1.32	cv

III.6.8.1.2 Vérification des diamètres maximaux des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow (\text{CV}).$$

III.6.8.1.3 Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures $A_x//L_x$: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Armatures $A_y//L_y$: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

III.6.8.1.4 Vérifications des contraintes dans l'acier :

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n k (d_y)$$

$$y = \frac{15(A_s + \hat{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot \hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(5.65)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5 \times 5.65)}{7.5(5.65)^2}} - 1 \right] = \mathbf{4.01 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^2}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{19.18}{9781.97} 10^5 = 196.07 \text{ MPA.}$$

$$(\bar{\sigma}_s) = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})/\eta = 1.6/$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63)\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n k (d_y) = 1.6 \times 196.07 \times (0.135 - 0.0401) = 29.77 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 29.77 \leq \bar{\sigma}_s$$

III.6.8.1.5 Vérification de la contrainte de compression dans le béton ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (La fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.18 \times 10^3 \times 10^3}{9.78 \cdot 10^7} * (0.041) = 8.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition verifier}$$

III.6.8.1.6 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA Pour les fissurations peu nuisibles}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au milieu U: } T_{\max} = V_x = \frac{P}{2U + V} = \frac{130.95}{2 \times 1.05 + 1.05} = 41.57 \\ \text{au milieu V: } T_{\max} = V_x = \frac{P}{3V} = \frac{130.95}{3(1.05)} = 41.57 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.3 \text{ Mpa} \leq 1.17 \text{ condition verifiée}$$

III.6.8.1.7 Condition de non poinçonnement : (Art A, 5,2, 42/ BAEL91).

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$P \leq 0.045 \cdot u_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime. h_t : Epaisseur totale de la dalle, μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen, $\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$

$$130.95 \leq 0.045 \cdot 4.2 \cdot 0.15 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

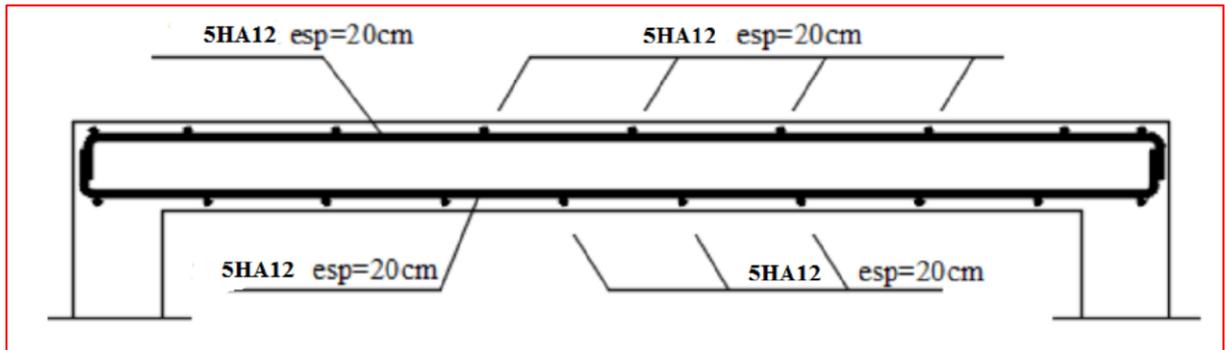


Figure III. 15 Schéma de ferrailage de la

La condition est vérifiée donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.7. Les planché

III.7.1. Etude des planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.7.1.1 Méthode forfaitaire

III.7.1.1.1 Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple avec condition d'application :

- ✓ plancher à surcharge modérée $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- ✓ le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration non préjudiciable

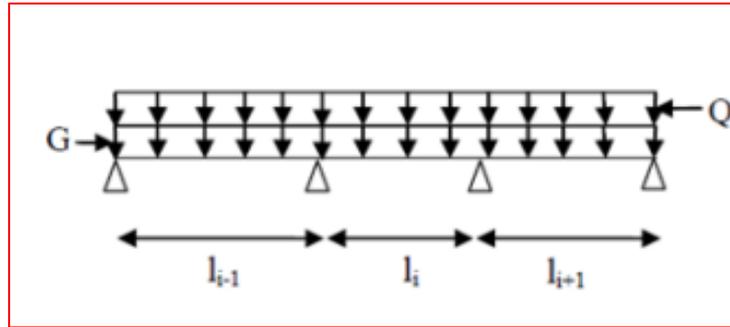


Figure III. 16. Schéma d'une poutre.

III.7.1.1.2 Application de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie \$Q\$ et soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance.

➤ Moment fléchissant

Le moment en travée \$M_t\$ et en appui que se soit à droite (\$M_d\$) ou à gauche (\$M_g\$) doivent satisfaire :

- $M_t + \frac{|M_w| + |M_e|}{2} \geq \max(1.05 M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

\$M_0\$: La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

\$M_w\$ et \$M_e\$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

\$M_t\$: Le moment maximal en travée dans la travée considérée

- La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être moins égale à

\$M_a = 0.2 M_0 \dots \dots \dots\$ appui de rive

\$M_a = 0.6 M_0 \dots \dots \dots\$ pour une poutre à deux travées.

\$M_a = 0.5 M_0 \dots \dots \dots\$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

\$M_a = 0.4 M_0 \dots \dots \dots\$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois Travées.

III.7.1.1.3 Le type de poutrelle :

Dans notre construction, il y a un seule type de poutrelle qu'on doit étudier chacune séparément.

III.7.1.1.4 Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués : soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive). L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées

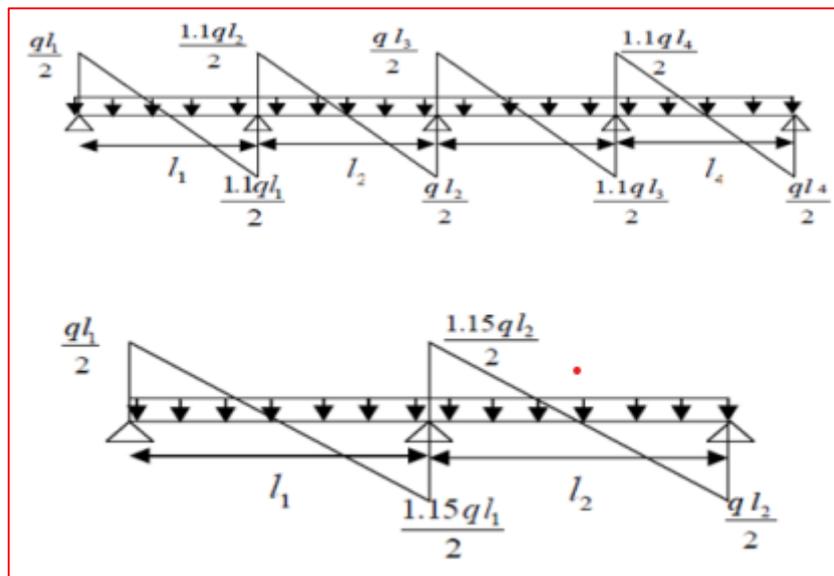


Figure III. 17: L'effort tranchant sur une poutre à deux travées ou plus deux travées.

III.7.1.1.5 Règle de l'effort tranchant :

$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right|$ V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right|$ V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

Tell que :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}}$$

III.7.1.1.6 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL art B.6.2.21)

$G = 5.2 \text{KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

❖ 1^{ère} condition :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2G = 10.04 \text{ KN /m}^2 , 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.04 \text{ KN /m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ 2^{ème} condition :

Vérifie $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{5.01}{5.03} = 0.99 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

$0.8 \leq \frac{5.03}{5.92} = 0.99 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ 3^{ème} condition :

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....CV

❖ 4^{ème} condition :

Fissuration non préjudiciableCV

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on applique la méthode forfaitaire dans les calculs suivant :

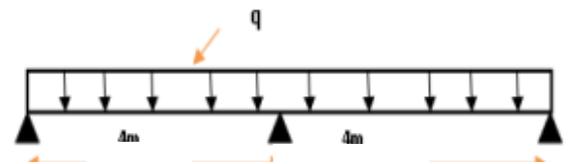
$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.2} = 0.22$

$1 + 0.3\alpha = 1.066$

$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{1.066}{2} = 0.53$

1^{er} type :(Poutrelle a 2 travée)

$\left\{ \begin{array}{l} \text{à L'ELU} \Rightarrow q_u = 9.27 \text{ KN/m} \\ \text{à L'ELS} \Rightarrow q_s = 6.70 \text{ KN/m} \end{array} \right.$



À L'ELU :

Exemple de calcul travée 1-2 :

Calcul des moments :

- Moment fléchissant dans la travée :

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.27 \times 5.01^2}{8} = 29.03 \text{ KN.m}$

- Moment sur les appuis :

$M_{\text{appuis}} = -0.6 \cdot M_0 = -0.6 \times 29.03 = -17.42 \text{ KN.m}$

- Moment en travée :

Avec :

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 29.03 - \frac{0 + 17.42}{2} = 21.77KN.m$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22)29.03}{2} = 18.38KN.m$$

$$M_t = \text{Max}(18.38KN.m ; 21.77KN.m) \mathbf{M_t = 21.77KN.m}$$

- calcul travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.27 \times 5.03^2}{8} = \mathbf{21.19KN.m}$$

- Moment sur les appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -0.6.M_0 = -0.6 \times 21.19 = -12.71KN.m$$

- Moment en travée :**

Avec :

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 21.19 - \frac{12.71 + 0}{2} = 15.9KN.m$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22)21.19}{2} = 13.41KN.m$$

$$M_t = \text{Max}(13.41KN.m ; 15.9KN.m) \mathbf{M_t = 15.9KN.m}$$

- l'effort tranchant :

➤ calcul travée 1-2

- Calcul les paramètres a et b :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} = 5.01 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|17.42| + |21.77|}{|0| + |21.77|}}} = 2.14m$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}} = 5.01 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + |21.77|}{|17.42| + |21.77|}}} = 2.87 m$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|0| + |21.77|}{2.14} \right| = -20.34KN$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|17.42| + |21.77|}{2.87} \right| = 27.31KN$$

➤ calcul travée 2-3 :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} = 5.03 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + |15.9|}{|12.71| + |15.9|}}} = 2.88 m$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}} = 5.03 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|12.71| + |15.9|}{|0| + |15.9|}}} = 2.15m$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|12.71| + |15.9|}{2.88} \right| = -19.87KN$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|0| + |15.9|}{2.15} \right| = 14.8 \text{KN}$$

D'après l'utilisation de la méthode de Forfaitaire, les résultats trouvés sont :

Tableau III. 17 Calcule des moments et des efforts à L'ELU (Poutrelle a 2 travées)

Travée	1-2		2-3
qu(KN/m)	9.27		9.27
L(m)	5.01		5.03
M ₀	29.03		21.19
Appui	1	2	3
Ma(KN.m)	0	-17.42	0
MW(KN.m)	0		-12.71
Me(KN.m)	-17.42		0
a(m)	2.14		2.88
b(m)	2.87		2.15
Vw(KN)	-20.34		-19.87
Ve(KN)	27.31		14.8
Mt(KN.m)	21.77		15.9

À L'ELS :

Exemple de calcul travée 1-2 :

1) **Calcul des moments :**

- **Moment fléchissant dans la travée :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.70 \times 5.01^2}{8} = 21.02 \text{KN.m}$$

- **Moment sur les appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = -0.6 \cdot M_0 = -0.6 \times 21.02 = -12.61 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

Avec :

$$M_t \geq 1.05 M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 21.02 - \frac{0 + 12.61}{2} = 15.77 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22) 21.02}{2} = 13.3 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} (15.77 \text{KN.m} ; 13.3 \text{KN.m}) \mathbf{M_t = 15.77 \text{KN.m}}$$

- calcul travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{6.70 \times 5.03^2}{8} = 21.19 \text{KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_{\text{appuis}} = -0.6 \cdot M_0 = -0.6 \times 21.19 = -12.71 \text{KN.m}$$

- Moment en travée :

Avec :

$$M_t \geq 1.05 M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 21.19 - \frac{12.71 + 0}{2} = 15.9 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22)21.19}{2} = 13.41 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max}(15.9 \text{KN.m}; 13.41 \text{KN.m}) \mathbf{M_t = 15.9 \text{KN.m}}$$

2. l'effort tranchant :

➤ calcul travée 1-2

- Calcul les paramètres a et b :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} = 5.01 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|12.61| + |15.77|}{|0| + |15.77|}}} = 2.14 \text{m}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}} = 5.01 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + |15.77|}{|12.61| + |15.77|}}} = 2.87 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|0| + |15.77|}{2.14} \right| = -14.74 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|12.61| + |15.77|}{2.87} \right| = 19.78 \text{KN}$$

➤ calcul travée 2-3 :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_e| + |M_t|}{|M_w| + |M_t|}}} = 5.03 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0 + |15.9|}{|12.71| + |15.9|}}} = 2.88 \text{m}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|M_w| + |M_t|}{|M_e| + |M_t|}}} = 5.03 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{|12.71| + |15.9|}{|0| + |15.9|}}} = 2.15 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|12.71| + |15.09|}{2.88} \right| = -19.30 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|0| + |15.09|}{2.15} \right| = 14.04 \text{KN}$$

D'après l'utilisation de la méthode de Forfaitaire, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 18 Calcule des moments et des efforts à L'ELS (Poutrelle a 2 travées)

Travée	1-2		2-3	
qs(KN/m)	6.70		6.70	
L(m)	5.01		5.03	
M ₀	21.02		21.19	
Appui	1	2	3	
Ma(KN.m)	0	-12.61	0	
MW(KN.m)	0		-12.71	
Me(KN.m)	-12.61		0	
a(m)	2.14		2.88	
b(m)	2.87		2.15	
Vw(KN)	-14.74		-19.30	
Ve(KN)	19.78		14.04	
Mt(KN.m)	15.77		15.9	

- 2^{ème} type :(Poutrelle a 4travée) :

$$\begin{aligned} \text{à L'ELU} &\Rightarrow qu = 9.27 \text{ KN/m} \\ \text{à L'ELS} &\Rightarrow qs = 6.70 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

A L'ELU :

Exemple travée 1-2 au voisinage de travée de rive :

1) Calcul des moments :

- moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.27 \times 5.90^2}{8} = 40.33 \text{ KN.m}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_{\text{appuis}} = -0.5 \cdot M_0 = -0.5 \times 40.33 = -20.17 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

Avec :

$$Mt \geq 1.05M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 40.33 - \frac{0 + 20.17}{2} = 32.26 \text{ KN.m}$$

$$Mt \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22)40.33}{2} = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} (32.26 \text{KN.m} ; 25.53 \text{KN.m}) \mathbf{M_t = 32.26 \text{KN.m}}$$

2) l'effort tranchant :

- **Calcul les paramètres a et b :**

$$a = 3\text{m} \quad b = 3.13$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|0| + |32.26|}{3} \right| = -21.50 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|20.17| + |32.26|}{3.13} \right| = 33.50 \text{KN}$$

Exemple de calcul travée 2-3 travée intermédiaire :

- moment fléchissant dans la travée :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.27 \times 5.01^2}{8} = \mathbf{29.08 \text{KN.m}}$$

- Moment sur les appuis :

$$M_w = -0.5 \cdot M_0 = -0.5 \times 29.08 = -14.54 \text{KN.m}$$

$$M_e = -0.4 \cdot M_0 = -0.4 \times 29.08 = -11.63 \text{KN.m}$$

- Moment en travée :

Avec :

$$M_t \geq 1.05 M_0 - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} = 1.05 \times 29.08 - \frac{14.54 + 11.63}{2} = 21.77 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.22) 29.03}{2} = 15.47 \text{KN.m}$$

$$M_t = \text{Max} (21.77 \text{KN.m} ; 15.47 \text{KN.m}) \mathbf{M_t = 21.77 \text{KN.m}}$$

2) l'effort tranchant :

- **Calcul les paramètres a et b :**

$$a = 2.14 \quad b = 2.87$$

$$V_w = -2 \left| \frac{|M_w| + |M_t|}{a} \right| = -2 \left| \frac{|14.45| + |21.77|}{2.14} \right| = -20.34 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{|M_e| + |M_t|}{b} \right| = 2 \left| \frac{|11.63| + |21.77|}{2.87} \right| = 27.31 \text{KN}$$

A l'ELU :

Tableau III. 19. Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 4travées).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
qu(KN/m)	9.27	9.27	9.27	9.27

L(m)	5.90	5.01	5.03	5.92	
M₀	40.33	29.08	29.31	40.61	
Appui	1	2	3	4	5
Ma(KN.m)	0	-14.57	-8.48	-20.30	0
MW(KN.m)	0	-14.54	-12.71	-20.30	
Me(KN.m)	-20.17	-11.63	-8.48	0	
a(m)	3	2.14	2.88	3.32	
b(m)	3.13	2.87	2.15	2.60	
Vw(KN)	-21.50	-20.34	-19.87	-31.80	
Ve(KN)	33.50	27.31	14.80	25	
Mt(KN.m)	32.26	21.77	15.90	32.5	

À L'ELS

Tableau III. 20. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 4 travées).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
qs(KN/m)	6.70	6.70	6.70	6.70	
L(m)	5.90	5.01	5.03	5.92	
M₀	29.15	20.02	21.20	29.35	
Appui	1	2	3	4	5
Ma(KN.m)	0	-14.57	-8	-10.6	0
MW(KN.m)	0	-10.01	-10.6	-14.68	
Me(KN.m)	-14.57	-8	-8.48	0	
a(m)	2.6	2.56	2.57	2.82	
b(m)	3.31	2.44	2.46	2.21	
Vw(KN)	-17.94	-17.20	-18.15	-27.06	
Ve(KN)	22.9	16.40	17.24	21.25	
Mt(KN.m)	23.32	12.01	12.72	23.48	

ELU

Tableau III. 21 Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 3 travées).

Travée	1-2	2-3	3-4
---------------	------------	------------	------------

qu(KN/m)	9.27	9.27	9.27
L(m)	5.01	5.03	5.92
M₀	29.03	21.19	40.61
Appui	1	2	3
Ma(KN.m)	0	-17.42	-20.3
MW(KN.m)	0	-12.71	-20.3
Me(KN.m)	-17.42	-8.48	0
a(m)	2.14	2.88	3.32
b(m)	2.87	2.15	2.60
Vw(KN)	-20.34	-19.87	-31.80
Ve(KN)	27.31	14.8	25
Mt(KN.m)	21.77	15.9	32.5

À L'ELS

Tableau III. 22. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 3travées).

Travée	1-2	2-3	3-4
qs(KN/m)	6.70	6.70	6.70
L(m)	5.01	5.03	5.92
M₀	21.02	21.19	29.35
Appui	1	2	3
Ma(KN.m)	0	-12.61	-14.67
MW(KN.m)	0	-12.71	-14.67
Me(KN.m)	-12.61	-8.48	0
a(m)	2.14	2.88	3.32
b(m)	2.87	2.15	2.27
Vw(KN)	-14.74	-19.30	-22.98
Ve(KN)	19.78	14.04	20.68
Mt(KN.m)	15.77	15.9	23.48

Sens X-X

Tableau III. 23 Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 9 travées)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	
qu(KN/m)	9.27	9.27	9.27	9.27	9.27	9.27	9.27	9.27	9.27	
L(m)	2.85	4.20	3.65	3.70	3.45	3.70	3.65	3.15	2.85	
M ₀	9.41	20.44	15.44	15.86	13.8	15.86	15.44	11.5	9.41	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ma(KN.m)	0	-4.70	-8.18	-6.34	-5.52	-6.34	-6.18	-4.6	-4.70	0
MW(KN.m)	0	-10.22	-7.72	-7.93	-6.9	-7.93	-7.72	-5.75	-4.70	
Me(KN.m)	-4.70	-8.18	-6.18	-6.34	-5.52	-6.34	-6.18	-4.6	0	
a(m)	1.25	2.15	1.86	2	1.76	2	1.86	1.61	1.25	
b(m)	2	2.05	1.78	1.80	1.68	1.80	1.78	1.54	2	
Vw(KN)	-12.04	-20.91	-18.25	-17.45	-17.25	-17.45	-18.25	-15.71	-12.04	
Ve(KN)	12.23	19.94	17.35	17.62	16.43	17.62	17.35	14.94	12.23	
Mt(KN.m)	7.53	12.26	9.26	9.52	8.28	9.52	9.26	6.9	7.53	

À L'ELS

Tableau III. 24 Calcule des moments et des efforts à l'ELS(Poutrelle a 9 travées)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	
qs(KN/m)	6.70	6.70	6.70	6.70	6.70	6.70	6.70	6.70	6.70	
L(m)	2.85	4.20	3.65	3.70	3.45	3.70	3.65	3.15	2.85	
M ₀	6.80	14.77	11.16	11.47	9.97	11.47	11.16	8.31	6.80	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ma(KN.m)	0	-3.40	-7.38	-5.58	-4.58	-4.99	-4.58	-4.46	-3.32	0
MW(KN.m)	0	-7.38	-5.58	-5.73	-4.99	-5.74	-5.58	-4.16	-3.40	
Me(KN.m)	-3.40	-5.90	-4.46	-4.58	-3.98	-4.58	-4.46	-3.32	0	
a(m)	1.25	2.15	1.87	1.90	1.76	1.90	1.87	1.61	1.25	
b(m)	1.6	2.05	1.78	1.80	1.68	1.80	1.78	1.54	1.6	
Vw(KN)	-8.70	-15.12	-13.13	-13.26	-12.49	-13.26	-13.13	-11.38	-8.70	
Ve(KN)	11.05	14.41	12.54	12.72	11.88	12.72	12.54	10.80	11.05	
Mt(KN.m)	5.44	8.87	6.7	6.87	6	6.87	6.70	5	5.44	

ELU

Tableau III. 25 Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 2 travées)

Travée	1-2		2-3
qu(KN/m)	9.27		9.27
L(m)	4.20		3.65
M ₀	20.44		15.44
Appui	1	2	3
Ma(KN.m)	0	-12.26	0
MW(KN.m)	0		-9.26
Me(KN.m)	-12.26		0
a(m)	1.79		2.09
b(m)	2.40		1.55
Vw(KN)	-12.78		-19.94
Ve(KN)	30.82		14.94
Mt(KN.m)	15.33		11.58

À L'ELS

Tableau III. 26. Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 2 travées)

Travée	1-2		2-3
qs(KN/m)	6.70		6.70
L(m)	4.20		3.65
M ₀	14.77		11.16
Appui	1	2	3
Ma(KN.m)	0	-12.61	0
MW(KN.m)	0		-6.70
Me(KN.m)	-8.86		0
a(m)	1.80		2.09
b(m)	2.40		1.56

Vw(KN)	-12.31	-14.41
Ve(KN)	16.62	10.71
Mt(KN.m)	11.08	8.36

ELU

Tableau III. 27 Calcule des moments et des efforts à l'ELU (Poutrelle a 3 travées)

Travée	1-2		2-3		3-4	
qu(KN/m)	9.27		9.27		9.27	
L(m)	3.70		3.65		3.15	
M₀	15.86		15.44		11.5	
Appui	1	2	3	4		
Ma(KN.m)	0	-7.93	-6.18	0		
MW(KN.m)	0	-7.72	-5.75			
Me(KN.m)	-7.93	-6.18	0			
a(m)	1.62	1.86	1.77			
b(m)	2.07	1.78	1.38			
Vw(KN)	-15.67	-18.25	-16.9			
Ve(KN)	19.92	17.35	13.33			
Mt(KN.m)	12.69	9.26	9.2			

À L'ELS

Tableau III. 28 Calcule des moments et des efforts à l'ELS (Poutrelle a 3 travées)

Travée	1-2		2-3		3-4	
qs(KN/m)	6.70		6.70		6.70	
L(m)	3.70		3.65		3.15	
M₀	11.47		11.16		8.31	
Appui	1	2	3	4		
Ma(KN.m)	0	-12.61	-14.67	0		
MW(KN.m)	0	-5.58	-5			
Me(KN.m)	6.88	-4.46	0			
a(m)	1.58	1.87	1.80			

b(m)	2.11	1.78	1.34
Vw(KN)	-10.89	-13.13	-12.48
Ve(KN)	14.67	12.54	9.30
Mt(KN.m)	8.60	6.70	6.23

III.7.2 Ferrailage des poutrelles :

• **Sens X-X :**

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

ELU :

$M_{u(max.)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max.)}^t$ (KN.m)	$V_{w(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-12.26	15.33	20.91	30.82

ELS :

$M_{s(max.)}^a$ (KN.m)	$M_{s(max.)}^t$ (KN.m)	$V_{w(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-8.86	11.08	15.12	16.62

A) En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

$b = 60\text{cm}, b_0 = 10\text{cm}, h = 20\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, d = 0.9h = 18\text{cm}$

• **Le moment équilibré par la table de compression :**

$M_{u(max.)}^t = 15.33 \text{ KN.m}$

$M_u^t = bh_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2}) ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$

$M_u^t = 0.60 \times 0.04 \times 14.17 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) \times 10^3$

$M_u^t = 54.41 \text{ KN.m}$

$M_{u(max.)}^t \leq M_u^t$ Donc ; L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh), $b = 60\text{cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

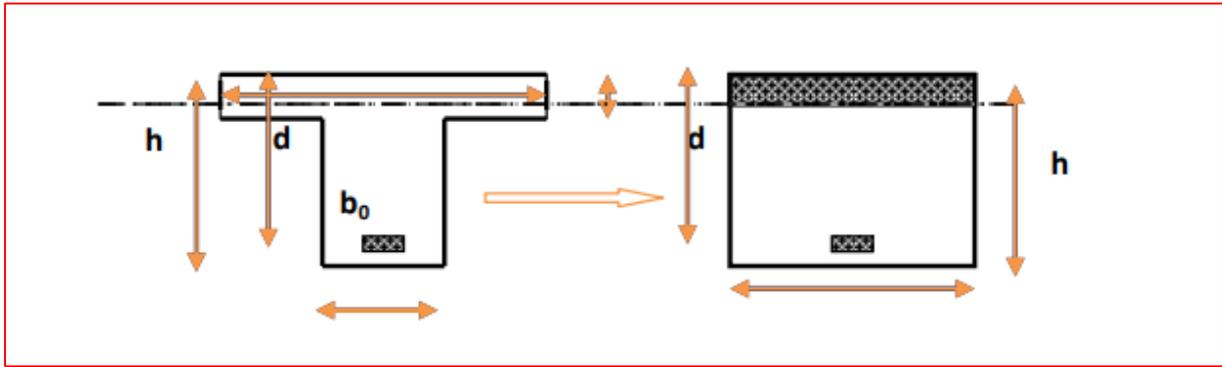


Figure III. 18. Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Calcul de μ_u =

$$\mu_{ub} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.33 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.17} = 0.055$$

Calcul de μ_L

$$\mu_{LU} = [3440 \gamma + 49 (f_{c28}) - 3050] 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{15.33}{11.08} = 1.383$$

$$\mu_{LU} = [3440 \times 1.383 + 49 (25) - 3050] 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{ub} = 0.055 \leq \mu_{uL} = 0.29$$

Donc (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{ub}) = 0.18 \times (1 - 0.6(0.055))$$

$$Z_b = 0.174 \text{ m}$$

Calcul A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\text{Max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{15.33 \times 10}{0.174 \times 347.82} = 2.53 \text{ Cm}^2$$

On prend : 3HA12 = 3.39 Cm^2

Tableau III. 29 Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

TYPE	$M_{u(max.)}^t$	μ_{ub}	Z_b	A_{st}	Choix	A_{sadop}
Résultas	15.33	0.055	17.4Cm	2.53 Cm^2	3HA12	3.39 cm^2

B) En appuis :

C) La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d = 18 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$

$$M_{u(max.)}^a = 12.26 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ_u

$$\mu_{ub} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.26 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.17} = 0.044$$

Calcul de μ_L

$$\mu_{Lu} = [3440 \gamma + 49 (f_{c28}) - 3050] 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_{ser}^a} = \frac{12.26}{8.86} = 1.383$$

$$\mu_{LU} = [3440 \times 1.383 + 49 (25) - 3050] 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{ub} = 0.044 \leq \mu_{uL} = 0.29$$

Donc (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{ub}) = 0.18 \times (1 - 0.6(0.044))$$

$$Z_b = 0.175 \text{ m}$$

Calcul A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{au}(\text{Max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{12.26 \times 10}{0.175 \times 347.82} = 2.01 \text{ Cm}^2$$

On prend : 2HA12 = 2.26 Cm²

Tableau III. 30. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

TYPE	$M_u^t(\text{max.})$	μ_{ub}	Z_b	A_{st}	Choix	A_s adop
Résultas	15.33	0.044	17.5Cm	2.01Cm²	2HA12	2.26 cm ²

Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min (12 ; 5.41 ; 10)$$

$$\Phi_t \leq 5.41 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc les armatures transversales sont : 2HA6 ($A_t = 0.57\text{cm}^2$).

Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t = \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (18 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.7.2.1 Vérifications

III.7.2.1.1 L'ELU :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

- Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{u (Max)} = 20.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u (Max)}}{b \times d} = \frac{20.91 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.7.2.1.2 L'ELS :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

- Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{u (Max)} = 15.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u (Max)}}{b \times d} = \frac{15.12 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification Espacement :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \right) = \frac{0.57 \times 10^2 \times 400}{100 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

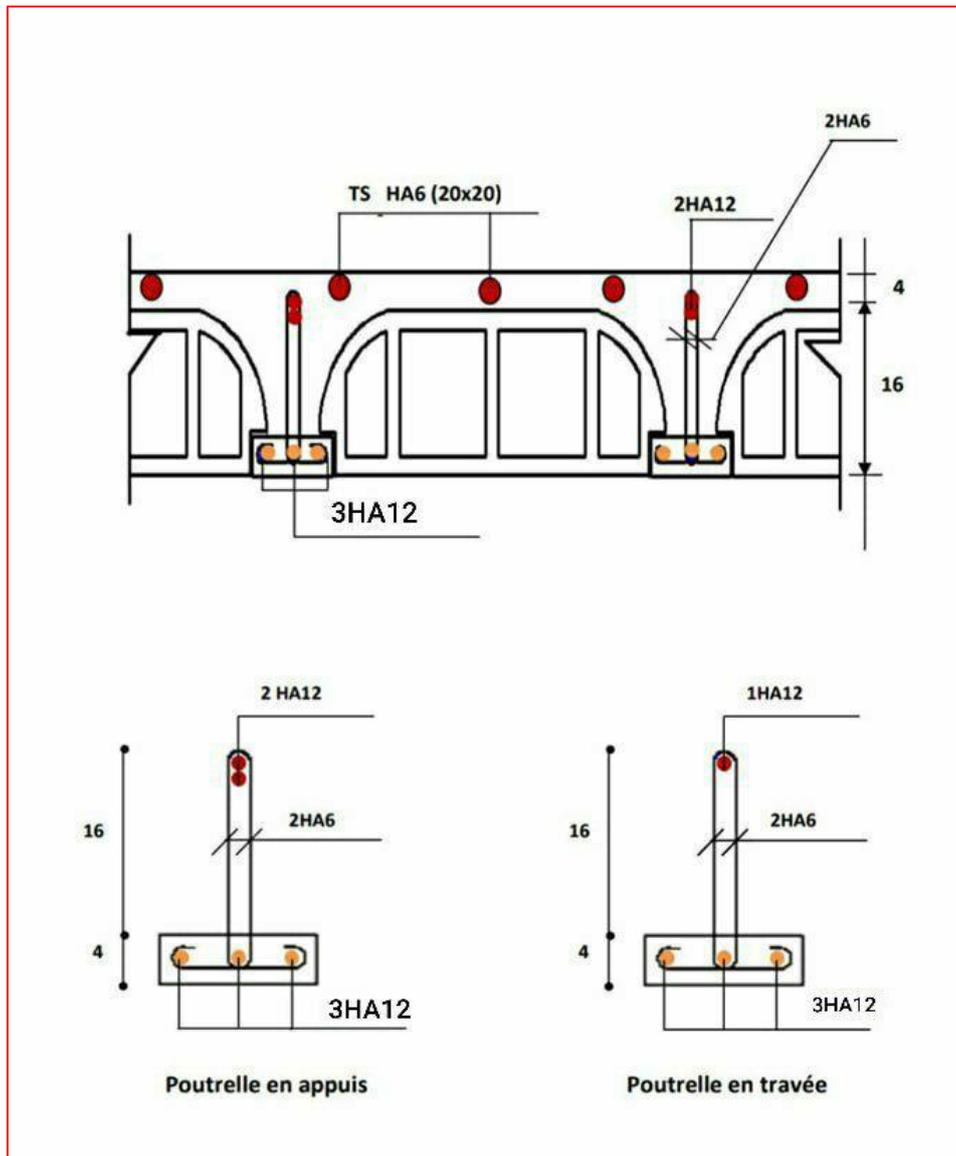


Figure III. 19. Schéma de ferrailage du plancher (sens x-x).

• Sens Y-Y :

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

ELU :

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{w(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-20.30	32.50	31.80	33.50

ELS :

$M_{s(max)}^a$ (KN.m)	$M_{s(max)}^t$ (KN.m)	$V_{w(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-14.68	32.48	27.06	22.90

D) En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

$b = 60\text{cm}$, $b_0 = 10\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $h_0 = 4\text{cm}$, $d = 0.9h = 18\text{cm}$

- **Le moment équilibré par la table de compression :**

$$M_{u(max)}^t = 32.50 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_u^t = 0.60 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_u^t = 54.41 \text{ KN.m}$$

$M_{u(max)}^t \leq M_u^t$ Donc ; L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh), $b = 60\text{cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

Calcul de μ_u

$$\mu_{ub} = \frac{M_{tA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.50 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.17} = 0.11$$

Calcul de μ_L

$$\mu_{LU} = [3440 \gamma + 49 (f_{c28}) - 3050] 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{32.50}{23.48} = 1.384$$

$$\mu_{LU} = [3440 \times 1.384 + 49 (25) - 3050] 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{ub} = 0.11 \leq \mu_{uL} = 0.29$$

Donc (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{ub}) = 0.18 \times (1 - 0.6(0.11))$$

$$Z_b = 0.168 \text{ m}$$

Calcul A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\text{Max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{32.50 \times 10}{0.168 \times 347.82} = 5.56 \text{ Cm}^2$$

On prend : 3HA16 = 6.03 Cm²

Tableau III. 31. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

TYPE	$M_{u(max.)}^t$	μ_{ub}	Z_b	A_{st}	Choix	$A_{s adop}$
Résultats	32.50	0.11	16.8Cm	5.56Cm ²	3HA16	6.03 cm ²

E) En appuis :

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d = 18 \text{ cm}$ et $b = 60 \text{ cm}$

$$M_{u(max.)}^a = 20.30 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ_u =

$$\mu_{ub} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{20.30 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.17} = 0.073$$

Calcul de μ_L

$$\mu_{LU} = [3440 \gamma + 49 (f_{c28}) - 3050] 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{ser}^t} = \frac{20.30}{14.68} = 1.382$$

$$\mu_{LU} = [3440 \times 1.382 + 49 (25) - 3050] 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{ub} = 0.073 \leq \mu_{uL} = 0.29$$

Donc (Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée :

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{ub}) = 0.18 \times (1 - 0.6(0.073))$$

$$Z_b = 0.172 \text{ m}$$

Calcul A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(Max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{20.30 \times 10}{0.172 \times 347.82} = 3.39 \text{ Cm}^2$$

On prend : 2HA16 = 4.02 Cm²

Tableau III. 32. Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

TYPE	$M_{u(max.)}^t$	μ_{ub}	Z_b	A_{st}	Choix	$A_s adop$
Résultats	20.30	0.073	17.2Cm	3.39Cm ²	2HA16	4.02 cm ²

Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\Phi t \leq \min (\Phi_1 ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi t \leq \min (16 ; 5.41 ; 10)$$

$$\Phi t \leq 5.41 \text{ mm} \Rightarrow \Phi t = 6 \text{ mm}$$

Donc les armatures transversales sont : 2HA6 ($A_t = 0.57\text{cm}^2$).

Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t = \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (18 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérifications :

L'ELU :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{u (Max)} = 31.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u (Max)}}{b \times d} = \frac{31.80 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.76 \text{ MP}$$

$$\tau_u = 1.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

L'ELS:

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{u (Max)} = 27.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u (Max)}}{b \times d} = \frac{27.06 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification Espacement :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \left(\frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \right) = \frac{0.57 \times 10^2 \times 400}{100 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

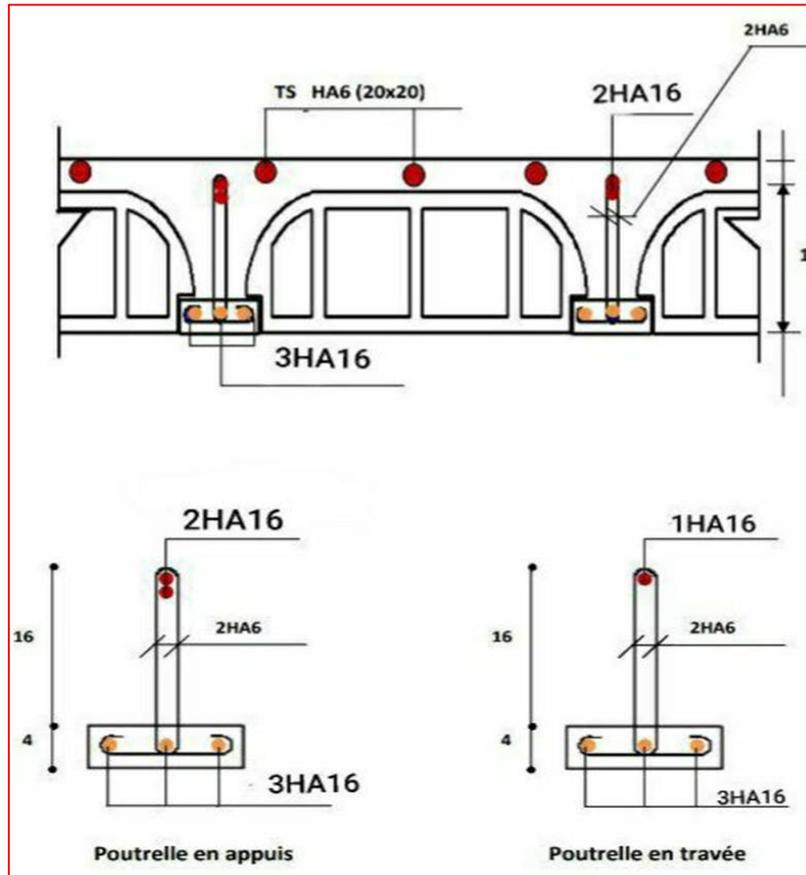


Figure III. 20. Schéma de ferrailage du plancher (sens Y-Y)

Chapitre IV Etude sismique

IV.1. Introduction:

Notre structure étant implantée en **zone sismique (III)** et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.2. Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3. Méthode statique équivalente :

- IV.3. 1. Principe de la méthode :

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) qui traite seulement du 1^{ère} mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplace l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

A) Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3. 2. Méthode d'analyse modale spectrale :

A) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de Vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- B) Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

IV.3. 3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3. 4. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

❖ Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA) :

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur)

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des Contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

❖ **Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA) :**

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.
- Hauteur au plus égale à 30 m en zones III.

Donc cette structure est régulière **en plan** et **en élévation** avec $H_{totale} = 26.44 \leq 30$ m ; pour cela on peut utiliser la méthode statique équivalente.

IV.4. Calcul de la force sismique selon la méthode statique équivalent :

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Avec :

V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : **coefficient d'accélération de zone,**) Vu que l'ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation) donc il a un **groupe d'usage (2)** et **la zone III**, donc : $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

- Catégorie S_1 « site rocheux »
- Catégorie S_2 « site ferme »
- Catégorie S_3 « site meuble »
- Catégorie S_4 « site très meubles »

Tableau IV. 2. Classification du Site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudier est située dans un site meuble (S₃)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le **Tableau (4.7)** Le sol du site de notre bâtiment est meuble (S₃) On prend : **T₂ = 0.5 sec.**

Le facteur **D** est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement ξ 10%.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ (%) : **pourcentage d'amortissement critique** ; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV. 3.valeur de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} \geq 0.7 = 0.76 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **Tableau (4.3 du RPA)**, en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé par voile.

Dans cette structure **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ RPA99/2003 (Formule 4.4)

Sachant que :

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau (à noter que c'est la même dans les deux sens)

Tableau IV. 4. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observée (Oui ou Non)	P_q
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0

Alors : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

$Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .

$\beta = 0.2$ Pour tous les étages à usage d'habitation RPA99 (Tableau4.5)

D'après le ROBOT le poids de la structure est : $W = 50158.0365$ KN.

A) Estimation De La Période Fondamentale De La Structure

T : période fondamentale de la structure ; donné par la formule ci-dessus utilisée spécifiquement, pour les systèmes de contreventement assuré par : **1^{ere} formule** :

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{Formule 4.6 du RPA})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 26.44 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6 du RPA).

$$C_T = 0.050 \Rightarrow T = 0.050 \times (26.44)^{3/4} = 0.583 \text{ s}$$

2^{eme} formule :

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

- ✓ Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- ✓ Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad (\text{Formule 4.7 du RPA})$$

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

Sens longitudinal:

$$D'où ; L_x = 31.35 \text{ m} \quad \text{donc} \Rightarrow T_x = 0.09 \times \frac{26.44}{\sqrt{31.35}} = 0.425 \text{ s}$$

Sens transversal :

$$D'où ; L_y = 22.36 \text{ m} \quad \text{donc} \Rightarrow T_y = 0.09 \times \frac{26.44}{\sqrt{22.36}} = 0.503 \text{ s}$$

Donc :

$$T_x = \min (0.583 \text{ sec} ; 0.425 \text{ sec}) = 0.425 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.583 \text{ sec} ; 0.503 \text{ sec}) = 0.503 \text{ sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$\begin{cases} T_{X,ST} = 1.3 \times 0.425 = 0.553 \text{ sec} \\ T_{Y,ST} = 1.3 \times 0.503 = 0.653 \text{ sec} \end{cases}$$

B) Calcul de Facteur d'amplification D

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_X et D_Y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

Sens longitudinal :

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.425 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_X = 2,5 \eta \Rightarrow 2.5 \times 0.76$$

$$\Rightarrow D_X = 1.9$$

Sens transversal :

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.503 \leq 3s$$

$$\Rightarrow D_Y = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_Y = 1.89$$

C) Calcul de La force sismique totale :

Sens Longitudinal :

$$V_{st.X} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 6585.44 \text{ KN}$$

Sens Transversal :

$$V_{st.Y} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 6585.44 \text{ KN}$$

D) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_{dy} = F_t + \sum F_i \text{ (Formule 4.12 du RPA)}$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.425 \quad \text{donc} \quad F_t = 0$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W \times h_i}{\sum_j^n W_j \times h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

D'après le fichier des résultats on a :

$$V_{X\text{ st}} = 7389.19 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{ st}} = 7700.83 \text{ KN}$$

IV.5.Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendré pour chaque mode d'établir ainsi un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **robot structural version 2015** qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

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

Accélération de la pesanteur : $g = 10 \text{ m/s}^2$

Coefficient d'accélération de zone (zone III, et un Groupe d'usage 2) : $A = 0.25$

Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement : $R = 3.5$

Facteur de qualité : $Q = 1.1$

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site.

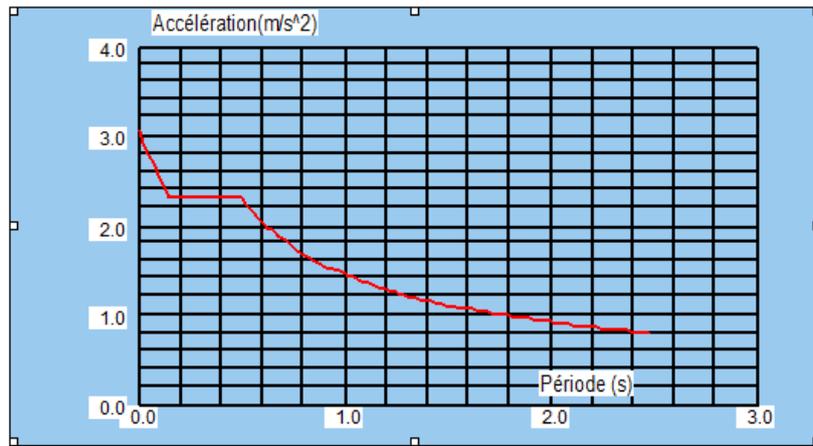


Figure IV-1. Courbe de spectre de réponse.

A) Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

Eviter des modifications de fond de l'architecture.

Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

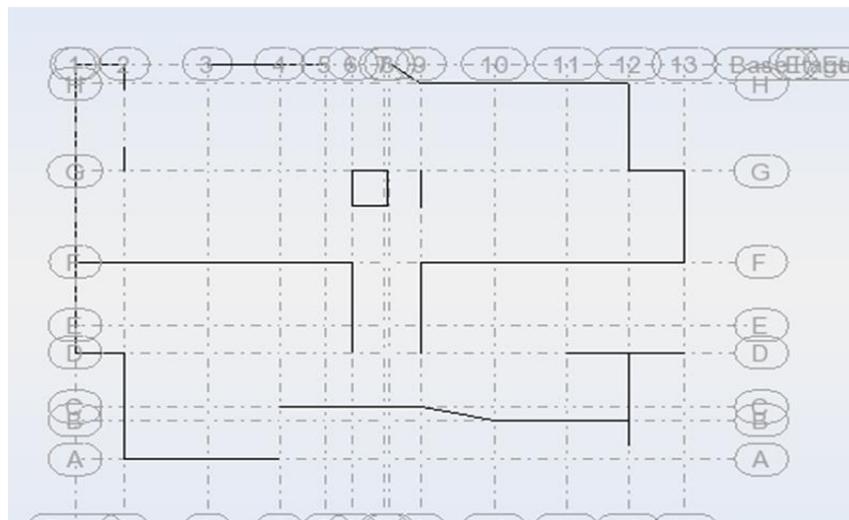


Figure VI. 2 : Disposition des voiles.

- **La disposition des voiles de contreventement :**

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure ont rendu le choix de l'agencement des voiles complexe. Nous avons expérimenté plusieurs configurations, qui ont abouti soit à un comportement structurel inadéquat, soit à une interaction insatisfaisante entre les voiles et les portiques. Après de nombreux essais, nous avons finalement retenu l'agencement illustré dans les figures .



Figure IV.3. 1^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)



Figure IV.4. 2^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

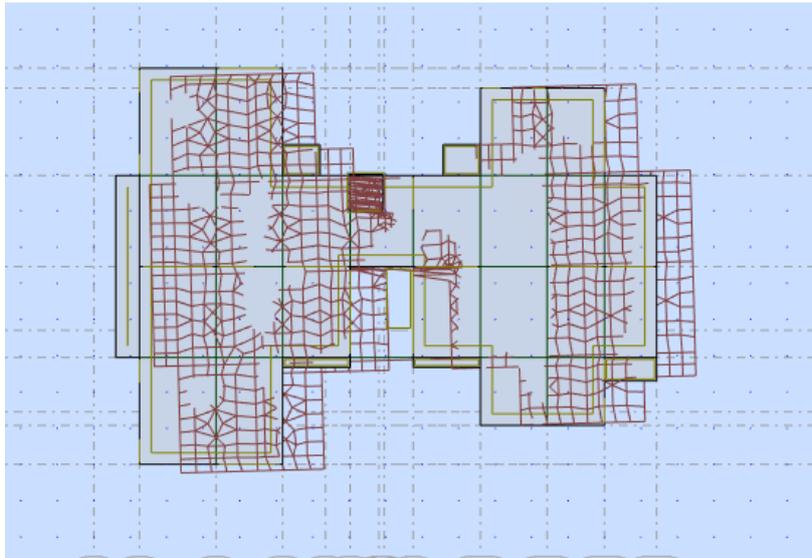


Figure IV.5 3eme mode de déformation (translation suivant y-y)

B) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 à 90%. Le tableau donne la participation massique pour chaque mode.

Nombre des modes minimales $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.2 \text{ secRPA (4-14)}$

N : nombre des niveaux.

T_k : la période du mode K.

Tableau IV. 5. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Modes	Périodes (sec)	Masses modale		Masses Cumulées	
		U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.44	0.38	59.05	0.38	59.05
Mode 2	0.41	1.46	2.56	1.84	61.61
Mode 3	0.36	58.31	0.15	60.15	61.76
Mode 4	0.11	0.16	11.96	60.31	73.72
Mode 5	0.10	0.30	5.89	60.60	79.61
Mode 6	0.09	18.61	0.02	79.22	79.63
Mode 7	0.05	0.05	6.40	79.27	86.03
Mode 8	0.05	0.11	2.44	79.37	88.47
Mode 9	0.05	8.88	0.01	88.26	88.48
Mode 10	0.04	0.01	4.02	88.26	92.50
Mode 11	0.03	0.41	0.24	88.68	92.74
Mode 12	0.03	0.39	1.25	89.06	93.99
Mode 13	0.03	3.86	0.12	92.93	94.12

C) Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

Centre de gravité des masses et Centre de rigidité

Les coordonnées de centre de gravité des masses $G (X, Y)$ et de centre des rigidités $R (X, Y)$ données par le ROBOT, les résultats dans le tableau suivantes :

Tableau IV. 6. Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités

Nome	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	4.97	11.35	2.81	11.41
Etage 1	4.14	11.20	1.74	6.35
Etage 2	5.70	11.16	8.92	11.12
Etage 3	7.69	11.15	8.92	11.12
Etage 4	0.69	11.15	0.92	11.12
Etage 5	0.76	11.15	0.92	11.08
Etage 6	0.76	11.22	0.92	11.13

Calcul de l'excentricité

L'excentricité théorique et accidentelle :

Les résultats donnés par le ROBOT dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7. L'excentricité théorique et accidentelles

	Ex1		Ex2	
	e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	12.16	0.06	1.54	1.09
Etage 1	12.40	4.85	1.54	1.09
Etage 2	3.21	0.04	1.48	1.09
Etage 3	3.22	0.04	1.48	1.09
Etage 4	3.22	0.04	1.48	1.09
Etage 5	3.16	0.07	1.48	1.09
Etage 6	3.16	0.08	1.48	1.09

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st}$$

$$V_{XDYN} = 7389.19 \geq 0.8 \times 6585.44 = 5268.35 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{YDYN} = 7700.83 \geq 0.8 \times 6585.44 = 5268.35 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

IV.6.1. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage ΔK par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Sachant que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43) :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R = 3.5$).

$$\Delta k_{adm} = 1\% h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8. Déplacements inter-étages sens X-X

Etage	Sens(x-x)							
	U _x	U _y	d _{rux}	D _{ruy}	Max ux	Max uy	Min ux	Min ux
SOUS SOL	0.1	-0.0	0.1	-0.0	0.1	0.0	-0.0	-0.1
RDC	0.4	-0.1	0.3	-0.1	0.5	0.1	0.1	-0.3
Etage1	0.9	-0.1	0.5	-0.0	1.2	0.4	0.2	-0.7
Etage2	1.4	-0.1	0.6	0.0	2.1	0.9	0.5	-1.2
Etage3	2.1	-0.0	0.6	0.0	3.0	1.4	0.8	-1.7
Etage4	2.7	0.0	0.6	0.0	4.0	1.8	1.1	-2.2
Etage5	3.3	0.1	0.6	0.0	4.8	2.2	1.4	-2.7
Etage6	3.9	0.1	0.6	0.0	5.7	2.6	1.7	-3.1

Tableau IV. 9. Déplacements inter-étages sens Y-Y

Etage	Sens(x-x)							
	U _x	U _y	d _{rux}	D _{ruy}	Max ux	Max uy	Min ux	Min ux
SOUS SOL	0.0	0.2	0.0	0.2	0.1	0.0	-0.0	-0.0
RDC	-0.0	0.7	-0.0	0.5	0.3	0.1	-0.3	0.1
Etage1	0.0	1.4	0.0	0.7	0.5	0.4	-0.5	0.3
Etage2	0.0	2.2	0.1	0.8	0.8	0.9	-0.7	0.9
Etage3	0.1	3.1	0.1	0.9	1.1	1.4	-0.9	1.5
Etage4	0.2	4.0	0.1	0.9	1.3	1.8	-1.1	2.3
Etage5	0.2	4.8	0.1	0.8	1.6	2.2	-1.4	3.0
Etage6	0.3	5.6	0.1	0.8	1.9	2.6	-1.6	3.7

IV.6.2. Vérification du déplacement au sommet :**Tableau IV. 10. Déplacement maximum sens X-X**

	δ	R	δ_k	H(m)	%	
DEF max X	39.01	3.5	136.05	26.44	0.60%	<1% Vérifié

Tableau IV. 11. Déplacement maximum sens Y-Y

	δ	R	δ_k	H(m)	%	
DEF max X	59.14	3.5	206.99	26.44	0.90%	<1% Vérifié

IV.6.3. Vérification de l'effet P- Δ :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot H_{\text{étage}}) \leq 0.10$$

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

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 »

Sens X-X :

Tableau IV. 12.L'effet P- Δ sens X-X

Nivea	P_k	Δ_K	V_x	H etag	θ_k	$\theta_k < 0.1$
Sous-sol	0.00	0	0	0	/	/
R.D.C	49188.23	0.1	764209	4.08	0.001578	CV
Etage 1	40088.38	0.3	740112	3.04	0.004779	CV
Etage 2	33532.57	0.5	699458	3.06	0.007833	CV
Etage 3	27841.53	0.6	645785	3.06	0.008453	CV
Etage 4	22150.03	0.6	572167	3.06	0.007591	CV
Etage 5	16458.53	0.6	477835	3.06	0.006754	CV
Etage 6	10790.68	0.6	358859	3.06	0.005896	CV
Etage 7	5117.94	0.6	202081	3.06	0.004966	CV

Sens Y-Y :

Tableau IV. 13 L'effet P- Δ sens Y-Y

Nivea	P_k	Δ_K	V_x	H etag	θ_k	$\theta_k < 0.1$
Sous-sol	0.00	0	0	0	/	/
R.D.C	0.00	0.2	777708	4.08	0	CV
Etage 1	0.00	0.5	751970	3.04	0	CV
Etage 2	0.00	0.7	713706	3.06	0	CV
Etage 3	0.00	0.8	659319	3.06	0	CV
Etage 4	0.00	0.9	583449	3.06	0	CV
Etage 5	0.00	0.9	484763	3.06	0	CV
Etage 6	0.00	0.8	360174	3.06	0	CV
Etage 7	0.00	0.8	199613	3.06	0	CV

IV.6. 4. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai, IL faut que :

$$\frac{M_S}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Tableau IV. 14 Vérification au renversement

	Mstab	Mrenv	CS
Sens X	-949018.57	43970.0743	0.046
Sens-Y	62725.115	48100.9476	0.077

IV.7. Conclusion :

Conclusion Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique). Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmen

Chapitre V Ferrailage des éléments porteurs

V.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur «BAEL91 et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler

V.2 Etude de poutre :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT.

V.2014. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 :

- **1.35G + 1.5Q**
- **G + Q**
- **G + Q ± E**
- **0.8G ± E**

V.2.1 Ferrailage de poutre

V.2.1.1 Recommandation du RPA 99/version 2003

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003(art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire $A_1^{min} = 0.5\% \times b \times h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (**zone III**).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min (h/4 ; 12\phi)$ dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq h/2$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

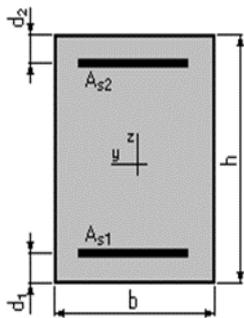
de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Calcul le ferrailage

❖ Poutre principale (35x50)

$b = 35\text{cm}$; $h = 50\text{ cm}$; $d = 45\text{ cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

FeE 400 ; $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$



FigureV.7. Section de poutre

- En travée :

$$M_t = 98.95 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{98.95 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.09 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \Rightarrow \alpha_u = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 450(1 - 0.4 \times 0.11) = 430.2 \text{ mm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{98.95 \times 10^3 \times 10^3}{430.2 \times 347.82} = 661.28 \text{ mm}^2 = 6.61 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 50 = 7.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

- **Selon BAEL :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 350 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{cal}; A'_{\min}; A_{\min})$$

$$A = \text{Max} (6.61\text{cm}^2; 7.87 \text{ cm}^2; 1.90 \text{ cm}^2) = 7 \text{ cm}^2$$

On prend **6T14** =9.24 cm²

➤ **Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :**

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70\text{cm}^2 > A_{\text{adop}} = 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\phi = 50 \times 8 = 700 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 ; h /35; b /10)$$

$$\Phi_t \leq \min (14 ; 11.42; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend : 4Φ10 = 3.14 cm²

➤ **Espacements des armatures transversales :**

• **Selon le RPA 99**

Zone nodale :

$$St = \min (h/4 ; 12\phi)$$

$$St = \min (12.5 ; 12\phi)$$

$$St = 12 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 50/2$$

$$St \leq 25\text{cm} \quad St = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_{\min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 1.58 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- **Sur Appui :**

$$M_t = -195.94\text{KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_{Appui}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{195.94 \times 10^3}{350 \times 450^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.19 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) \Rightarrow \alpha_u = 0.26$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 0.45(1 - 0.4 \times 0.26) = 403.2$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{195.94 \times 10^3 \times 10^3}{403.2 \times 347.82} = 1397.16 \text{ mm}^2 = 13.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 50 = 7.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

- **Selon BAEL :**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 350 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{cal}; A'_{min}; A_{min})$$

$$A = \text{Max} (13.97 \text{ cm}^2; 7.87 \text{ cm}^2; 1.90 \text{ cm}^2)$$

On prend **8T16** = 16.1

➤ **Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :**

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 16.1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 16.1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50\phi = 50 \times 16 = 800 \text{ mm}$$

➤ **Diamètre minimale des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l; h/35; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (14; 11.42; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{16.1}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

On prend : **4Φ12** = 4.52 cm²

➤ **Espacements des armatures transversales :**

• **Selon le RPA 99**

Zone nodale :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\phi)$$

$$St = \min (12.5 ; 12\phi)$$

$$St = 12 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 50/2$$

$$St \leq 25\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58\text{cm}^2$$

$$A_{min}^t = 1.58 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1028.12 \times 10^3}{350 \times 450} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 6.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CNV}$$

il y a de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^2}{350 \times 450} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_{t.ser}}{10 M_{0.ser}} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée

TableauV.22: Armatures des poutres

Poutre	Travée		Appui		As cm ² adoptée en Travée	As cm ² adoptée en Appui	As Travée	As Appui
	M (ELU) KN.m	As Calculée (cm ²)	M(ELU) KN.m	As Calculée (cm ²)				
P1(35x50)	98.95	6.61	-195.94	13.97	9.24	16.1	6T14	8T16

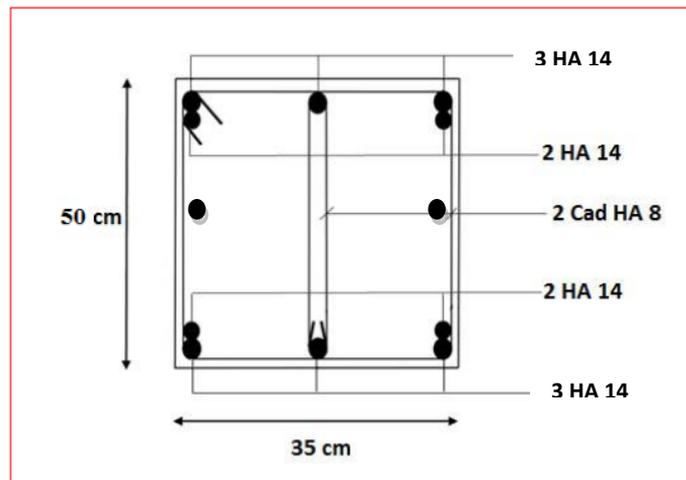


Figure V.2. Schéma de ferrailage de poutre principale (35×50 cm²)

V.3 Etude du Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composée.

- **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ **Selon BAEL91 :** (Situations durables)

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

- ✓ **Selon RPA99 :** (situations accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Sachant que :

- ✓ La combinaison (0,8.G ± E) donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.
- ✓ La combinaison (G+Q ± E) donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.

V.3.1 Ferrailage des poteaux :

- **Méthode de calcul :**

Le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant, il a des moments de flexion à sa tête et à sa base. Donc le poteau est soumis à la flexion composée et On à 1 type de poteaux à étudier :

- Poteaux (35 × 50) cm²

- **Armatures longitudinales proposés par le RPA99 :**

Les armatures doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.

Selon le paragraphe 7.4.2.1. :

- Le pourcentage minimum imposé est :

$$A_{\min} = 0,9 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

- Le pourcentage maximum imposé est :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4 \% \times b \times h$$

Zone recouvrement :

$$A_{\max} = 6 \% \times b \times h$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$
- La longueur de recouvrement minimale est : $50 \varnothing \rightarrow \text{zone III}$
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zone III}$

V.3.2 Calcul du ferrailage :

$$b = 35\text{cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{FeE 400}$$

$$f_{bu} = 14.17\text{MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

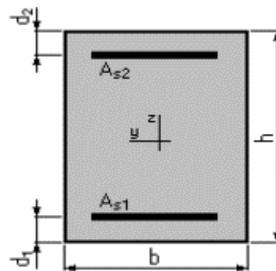


Figure V.3 :Section d'un poteaux

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

On choisit ELU le plus défavorable :

$$N_{\max} = 111.40 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 46.11 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46.11}{111.40} = 0.41 \text{ m} = 41 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = \max(2\text{cm} ; 1.224\text{cm}) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 41 + 2 = 43 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{50} = 4.32 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left(15 ; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \max(15 ; 17.2) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 4.32 \text{ cm} \leq 17.2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 14.95 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \theta) = \frac{3 \times 216.34^2}{10^4 \times 50} (2 + 0.78 \times 2) = 0.999 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.43 + 0.0099) 111.40 = 49.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 49.01 + 111.40 \times \left(0.45 - \frac{0.50}{2} \right) = 71.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{71.29 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.07 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) \Rightarrow \alpha_u = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 450(1 - 0.4 \times 0.09) = 433.8$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{71.29 \times 10^3 \times 10^3}{433.8 \times 347.82} = 472.48 \text{ mm}^2 = \mathbf{4.72 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_{cal} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \mathbf{4.39 \text{ cm}^2}$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{min} = 0.009 \times b \times h = 0.008 \times 35 \times 50 = \mathbf{15.75 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

- Selon BAEL :

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.90 \text{ cm}^2}$$

$$A = \text{Max} (A_{cal}; A'_{min}; A_{min})$$

$$A = \text{Max} (\mathbf{4.39 \text{ cm}^2}; \mathbf{15.75 \text{ cm}^2}; \mathbf{1.90 \text{ cm}^2}) = \mathbf{15.75 \text{ cm}^2}$$

On prend : **6HA20=18.85cm²**

➤ **Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :**

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 18.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 18.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\phi = 50 \times 12 = 1000 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (20 ; 11.42 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{18.85}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

On prend : **4Φ12 = 4.52 cm²**

➤ **Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4.1)**

Vérification au flambement : On doit faire la vérification suivante : $N_{max} < N_u$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.

λ : Elancement d'EULER $\left[\frac{l_f}{i} \right]$.

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration $\left[\sqrt{\frac{I}{B}} \right]$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left[I = \frac{bh^3}{12} \right]$.

A : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$(B_r = (a-2)(b-2) \quad (B_r = (50-2)(35-2) = 1584 \text{cm}^2)$$

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda < 70$$

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{b}; \lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_x = 2\sqrt{3} \frac{2.16}{35}; \lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{2.16}{50}$$

$$\lambda_x = 21.38 ; \lambda_y = 14.96$$

$$\lambda = \max(21.38; 14.96)$$

$$\text{donc } \lambda = 21.38 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.38}{35} \right)^2} = 0.79$$

$$N_u = 0.79 \left[\frac{1584 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] + \frac{2689 \times 400}{1.15} = 3.252 \times 10^6 \text{ N}$$

$$N_{max} = 111.40 \text{ KN} < N_u = 3252.63 \text{ KN}$$

il n'y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2009.98 \times 10^3}{350 \times 450} = 12.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec $\rho_d = 0.04 \Rightarrow$ Si : $\lambda g \geq 5$

$$\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 12.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

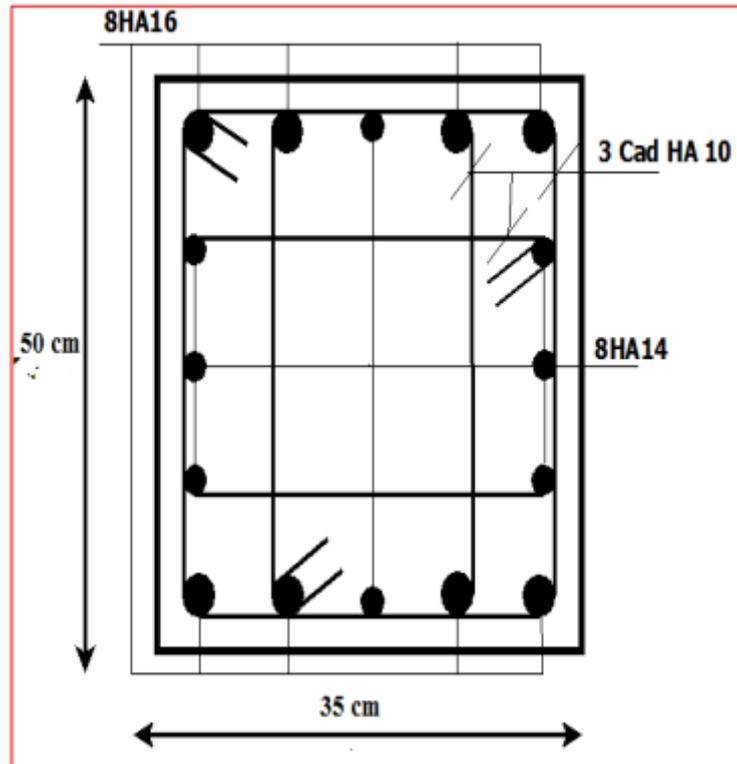
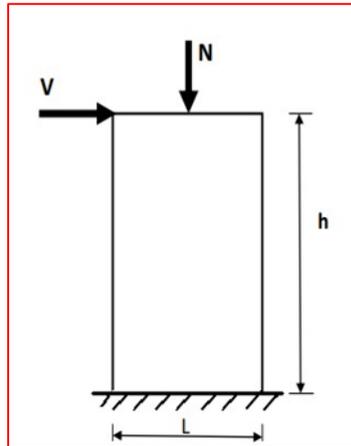


Figure V.4. Schéma de ferrailage de poteau 35x50 cm²

V.4 Etude des voiles

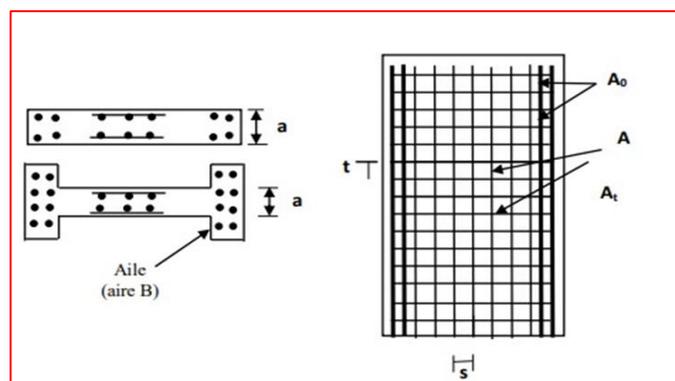
V.4.1 Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile en béton armé est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement.



FigureV.5.Sollicitation sur un voile plein.

En général, le ferrailage du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage ρ_0), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction /compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant. La Figure suivante présente la disposition des armatures dans un voile.



FigureV.6.Disposition de ferrailage dans un voile.

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » Ces efforts sont tirés directement du ROBOT, avec les sollicitations issues des combinaisons sous-dessous et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.4.2 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après : Les réglementations en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exigent les combinaisons ci-contre :

V.4.2.1 Etat limite ultime :

- Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

V.4.2.2 Etat limite de service : $G + Q$

V.4.3 Calcul de ferrailage des voiles par la méthode des contraintes

La contrainte maximale (σ_1) et minimale (σ_2) sont calculées par la méthode de NAVIER (méthode des contraintes) par la formule suivante $\sigma_{g,d} = \frac{N}{A} \mp \frac{MV}{I}$

Avec :

- N : effort normal appliqué ;
- M : Moment fléchissant appliqué
- S : Section transversale du voile
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée
- I : moment d'inertie.

On trouve alors que la section soit :

- Section entièrement comprimée.
- Section partiellement comprimée.
- Section entièrement tendue.

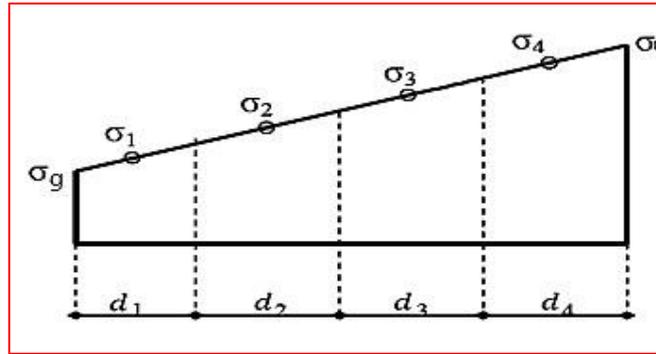
***Section entièrement comprimée** ($\sigma_g > 0$ et $\sigma_d > 0$) :

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on pourra considérer qu'une section entièrement comprimée si la résultante N_u reste à l'intérieure du noyau central ($L/6$ pour un voile rectangulaire).

Le DTU23.1 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur d_i , tel que :

$$d_i \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Avec : L_c : longueur de compression et h_e : hauteur de l'étage.



Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse la contrainte de béton non armé, on ne disposera pas d'armatures de compression. Si cette contrainte est supérieure à la contrainte du béton non armé, on détermine alors les armatures verticales de compression, où on augmente les dimensions du voile.

La section d'armatures verticales est déterminée comme étant une section sous compression simple, on utilise la relation donnée précédemment : $N_u \leq N_{u, \text{lim}}$

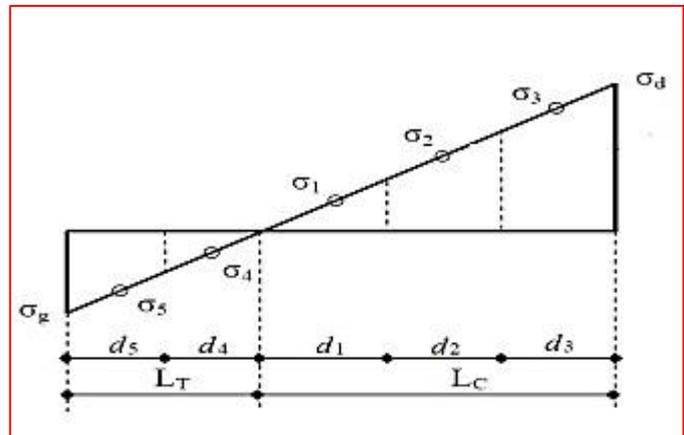
Avec, N_u : la résultante des efforts de compressions définie dans le diagramme précédent sur une bande d_i ;

$N_{u, \text{lim}}$: la force de compression limite de la section du voile. Elle est exprimée par :

$$N_{u, \text{lim}} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

***Section partiellement comprimée** ($\sigma_g < 0$ et $\sigma_d > 0$) :

Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspondra la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire). On calcule le volume des contraintes de traction pour la zone tendue.



L_C : étant la longueur de la zone comprimée

L_T : étant la longueur de la zone comprimée.

$$L_C = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} L$$

$$L_T = L - L_C$$

V.4.4 Principes de dimensionnement règlementaire selon le RPA99/V2003

➤ Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

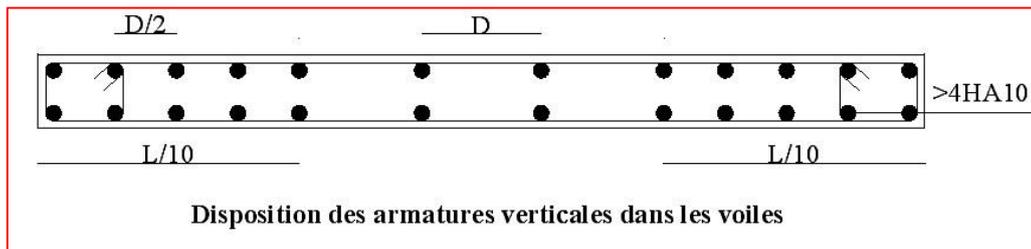
Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. $A_{\min} = 0.20\% \times l_{\text{voile}} \times e_{\text{voile}}$

-Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

La Figure suivante présente la disposition des armatures verticales dans les voiles.



➤ **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Dispositions communes aux aciers verticaux et horizontaux :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

*Globalement dans la section du voile 0,15%

*En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \min(15.e \text{ et } 30\text{cm})$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

Les longueurs de recouvrement doivent être égales 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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.5 Ferrailage des linteaux

Les linteaux (Figure 3) sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur bi-encastrés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical le linteau est sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Alors, les linteaux sont calculés à la flexion simple.

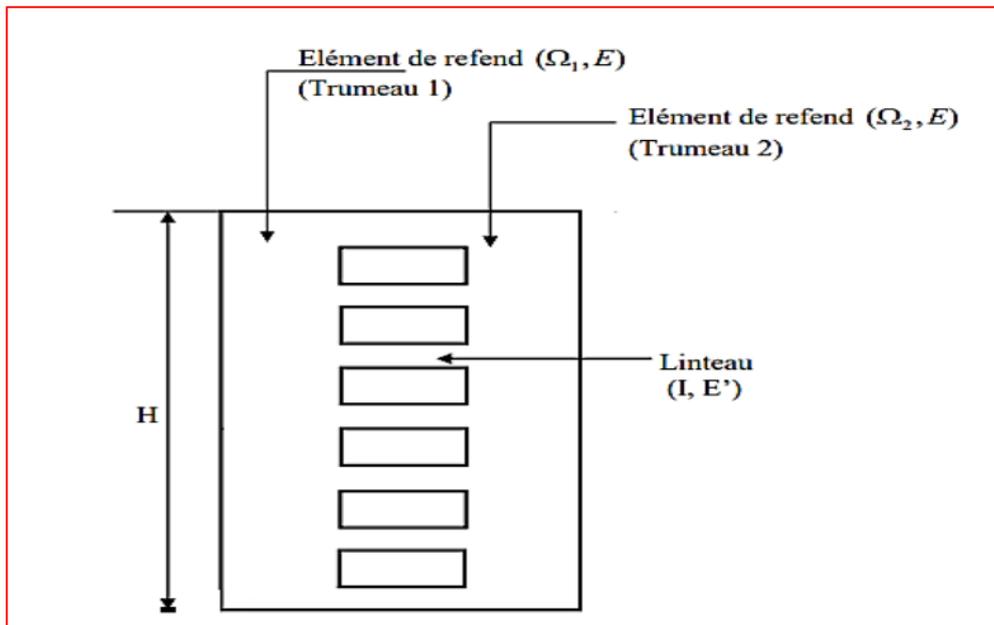


Figure V.7. Refend à une file d'ouvertures

Le ferrailage des linteaux comprend (Figure 4) :

- *des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- *des aciers transversaux (A_t) ;
- *des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c) ; *des aciers diagonaux (A_D) si nécessaires.

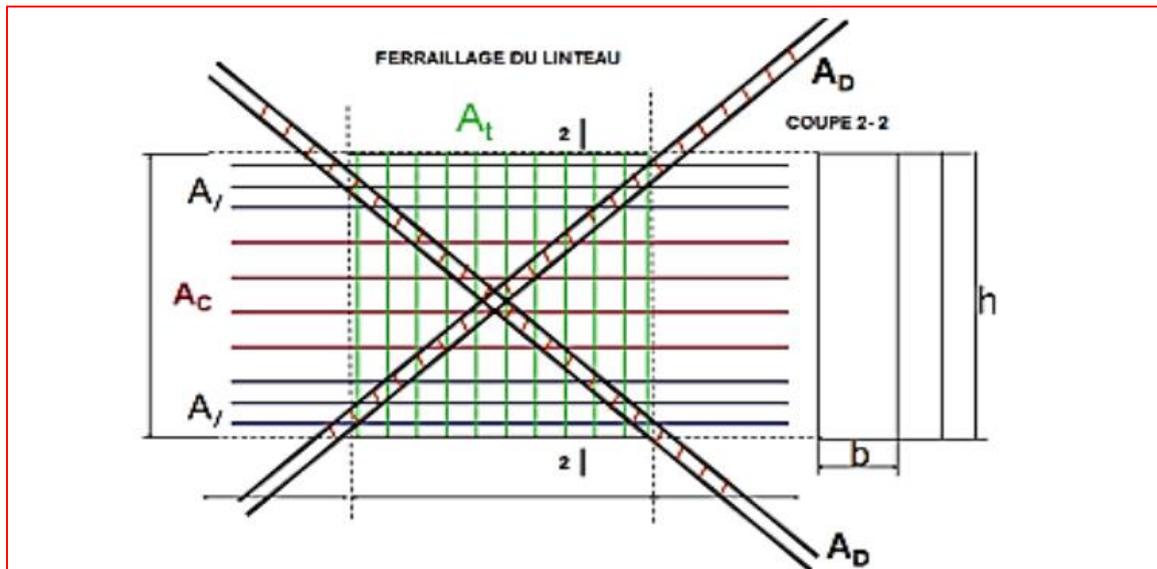


Figure V.8. Disposition des armatures nécessaire dans le linteau.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u^{cal}$

A. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V). On devra disposer :

- Des aciers de flexion longitudinaux (A_l) inférieurs ou supérieurs calculés par la formule :

$$A_l = \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec,

M : moment dû à l'effort tranchant $\bar{V} = 1.4 V_u^{cal}$

- Des aciers transversaux (A_t) :

- Cas des linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$) : l'espacement des armatures transversales s doit être :

$$S \leq \frac{A_t f_e z}{\bar{V}}$$

- Cas des linteaux courts ($\lambda_g < 1$) : l'espacement des armatures transversales s doit être :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal} \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (Figure 5) et calculés par : $M_c = A_l f_e z$

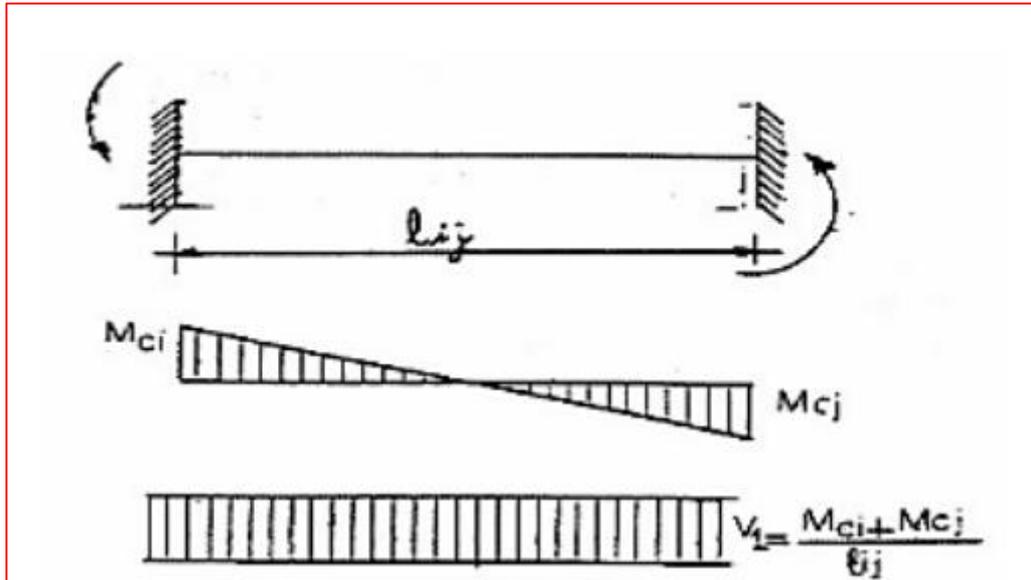


Figure V.9. Cas du linteau court.

B. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement (Figure 6).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha} \text{ avec } V = V_u^{\text{cal}} \text{ (sans majoration)}$$

$$\text{Avec } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \text{ (Figure 10)}$$

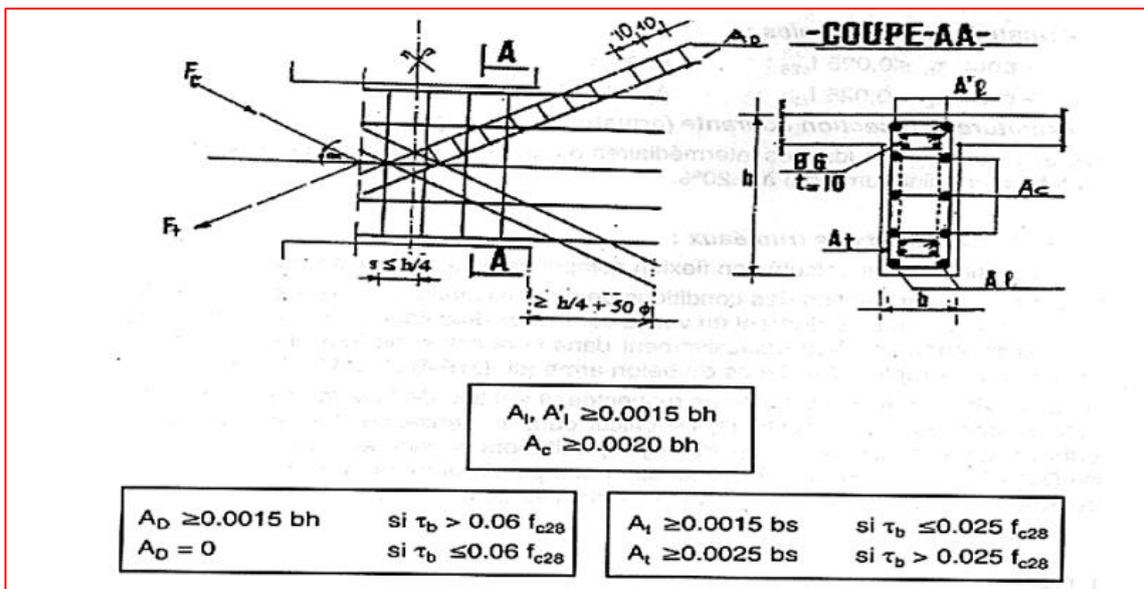


Figure V.10. Armatures de linteaux (RPA 99/version 2003)

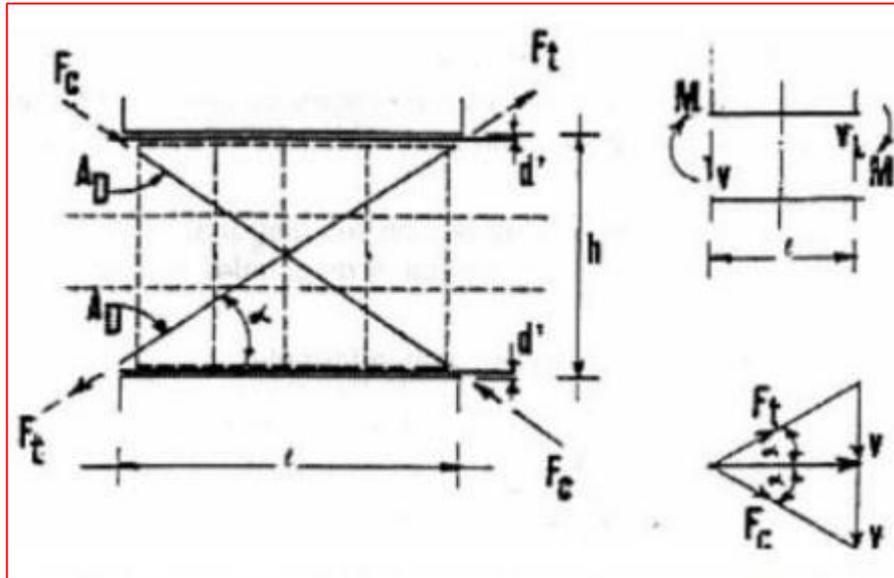


Figure V.11. Efforts dans les bielles du linteau (RPA 99/version 2003).

V.5 Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L = m$, dans la première zone (sous-sol + RDC). Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- On va exposer un seul exemple de calcul parallèle à $x-x'$ (voile $V \times 1$), et les autres seront résumés dans un tableau.

Soit le voile plein: $h = 4.82 \text{ m}$; $d = 0.9h = 4.33 \text{ m}$; $d' = 0.14 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

➤ **ELU : 1.35G+1.5Q**

Armatures verticales :

$$M_{\max} = 16378.29 \text{ N.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1118.20 \text{ N}$$

$M > 0$ et $N > 0$: l'armature dans la partie inférieure et le centre de pression dans la partie supérieure de centre de gravité.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16378.29}{1118.20} = 14.64 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{4.82}{2} = 241 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Donc la section entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16378.29 + 1118.20 \times \left(4.34 - \frac{4.82}{2}\right) = 18536.41 \text{ N.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0003$$

$$\mu_u = 0.0003 < \mu_1 = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0003}) \Rightarrow \alpha_u = 0.0004$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 4.329 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{18536.41 \times 10^3}{4329 \times 347.82} = 1231 \text{ mm}^2 = 12.31 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{cal} - \frac{N}{\sigma_s} = 1231 - \frac{1118.20}{347.82} = 12.77 \text{ cm}$$

➤ **ACC : G+Q+E :**

$$M_{corr} = -12530.50 \text{ N.m}$$

$$N_{max} = 5535.56 \text{ N}$$

$M < 0$ et $N > 0$: l'armature dans la partie inférieure et le centre de pression dans la partie supérieure de centre de gravité.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12530.50}{5535.56} = 2.26 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{4.82}{2} = 241 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 5535.56 + 12530.50 \times (4.34 - \frac{4.82}{2}) = 29719.43 \text{ N.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0006$$

$$\mu_u \cdot 0.0006 < \mu_1 = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.0007$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 4.329 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{12805 \times 10^3}{43.29 \times 347.82} = 850.42 \text{ mm}^2 = 8.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{cal} - \frac{N}{\sigma_s} = 850.42 - \frac{5535.56}{347.82} = 8.35 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des sections longitudinales dans les 2 cas, on obtenu la combinaison plus défavorable est : G + Q + E

Pourcentage minimale des armatures verticales :

- **Selon RPA :**

$$A_V^{min} = 0.002 \times l_t \times e$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloigné

$$\sigma^{-1} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} = -2.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma^{+2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma^{-}}{\sigma^{-} + \sigma^{+}} L = \frac{2.42}{2.42 + 1.48} \times 482 = 299.08 \text{ cm}$$

➤ **La longueur de la zone comprimée**

$$L_c = L - L_t = 182.92 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de contrainte σ_3 :**

$$\frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_3}{(L_t - b)}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(L_t - b)}{L_t} = \frac{2.42(299.08 - 35)}{299.08} = 2.13 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures verticaux (Poteux)**

$$F = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)bh}{2} = \frac{(2.42 + 2.13)50 \times 35}{2} = 398.13 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma} = \frac{398.13}{347.82} \times 10 = 11.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 583.22 \times 10}{347.82} \times \frac{299.08}{482} = 16.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{pot} = A_v + A_{vj} = 11.44 + 16.02 = 27.46 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis – vis Selon RPA**

$$A = 0.002 \times (L_T - b)a + bh = 17.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 4 T20 = 12.6 cm² et 4 T16 = 8.04 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

- **Selon BAEL :**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.2 \times 4.33 \times \frac{2.1}{400} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_v^{cal} ; A_{min})$$

$$A = \text{Max} (12.77 \text{ cm}^2 ; 2.28 \text{ cm}^2) = 12.77 \text{ cm}^2$$

On prend 10HA14 = 15.4 cm²

➤ **Vérification des sections d'armatures verticales**

- **Selon RPA**

• **Zone courant :**

$$A = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 2.1 \times 15.4 = 0.03234 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 15.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Section globale du voile :**

$$A = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 2.1 \times 15.4 = 0.04773 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 15.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **L'espacement des barres verticales :**

- **Zone courant :**

$$S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min(30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm.}$$

- **Zone d'about :**

$$S/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de diamètre des barres verticales :**

$$\phi < e/10 \quad \phi = 14 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

- **Zone qui peut être tendue.**

$$L_r = 50 \phi = 700 \text{ mm}$$

- **Zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.**

$$L_r = 20 \phi = 280 \text{ mm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- **Selon RPA :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_b}{b \cdot d}$$

$$\bar{V}_b = 0.4 V = 0.4 \times 360.98 = 144.39 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{144.39 \times 10^3}{200 \times 4330} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_b = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Selon BAEL :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armatures horizontales :**

Pour le calcul des sections d'armatures horizontales utiles, on utilise la formule suivante :

- **Selon BAEL :**

$$A_h^{cal} = \frac{A_v}{4} = \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA :**

$$A_h^{cal} = 0.0015 \times b \times h = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_h ; A_h^{min}) = \max(3.85 \text{ cm}^2 ; 1.44 \text{ cm}^2) = 3.85 \text{ cm}^2$$

On prend : On prend : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

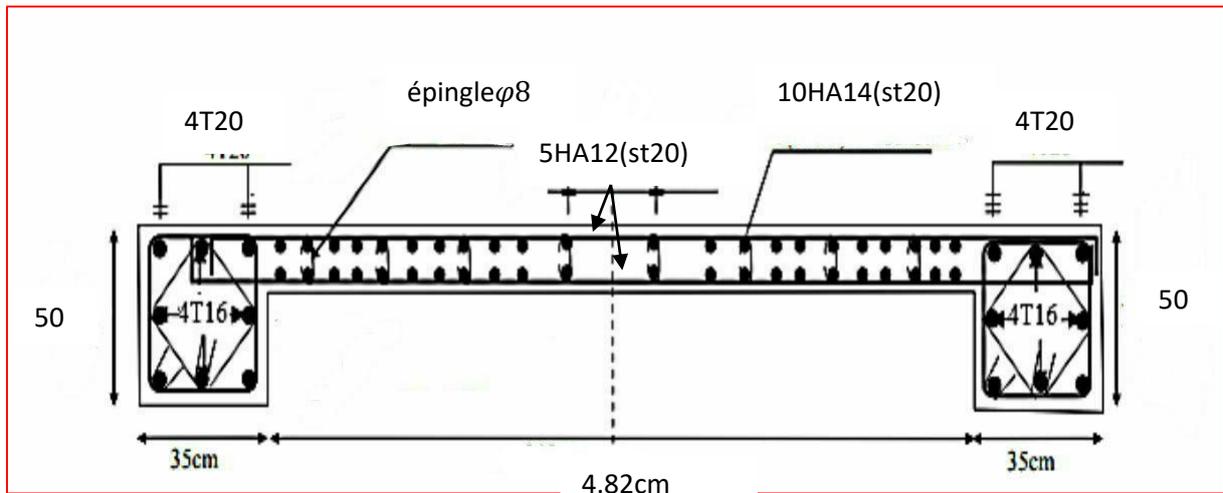
Longueur de recouvrement

$L_r = 10 \phi = 120 \text{ mm}$

➤ **L'espace des barres :**

➤ **Armatures horizontales :**

pour chaque nappe $5\Phi 12$ par ml; et $St = 20\text{cm}$.



V.6. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel EXPERT ROBT /V15. Et le minimum du RPA. Les poutres sont ferrailées avec les sollicitations obtenues par le ROBOT Autodesk Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le EXPERT ROBT /V15. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

➤ On distingue trois types de fondations :

VI.1.1 Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des **semelles isolées, semelles filantes, radiers**.

VI.1.2 Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols. Le type de cette fondation est **les puits**

VI.1.3 Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs. Les pieux sont un type de fondation

VI.2 Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement
 - La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition de ses caractéristiques.
 - Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La charge totale transmise au sol.
 - La facilité de réalisation.
- Donc En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisir entre :
- ✓ Semelle isolée.
 - ✓ Semelles continues (semelles filantes sous murs).
 - ✓ Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles Radier général comme solution.

VI.3 Etude des fondations

VI.3.1 Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.75 bars pour une profondeur 3 m.

La surface de la semelle est donnée par : $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S_s} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.75 \text{ Bar}$$

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S_s : Surface totale des semelles.

S_b : Surface totale du bâtiment.

$$N_s = 55822.16 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{55822.16}{1.75} = 318.98 \text{ m}^2$$

$$S_b = 31.35 \times 22.36 = 700.986$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées dans les tableaux suivants

Tableau VI.1 : La surface revenant aux semelles

N_s (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	S_s (m ²)	S_b (m ²)
55822.16	175	318.98	700.986

IL faut vérifier : $\frac{S_s}{S_b} = \frac{318.98}{700.986} = 45.50\% < 50\%$

Donc on choisit une semelle, Radier général

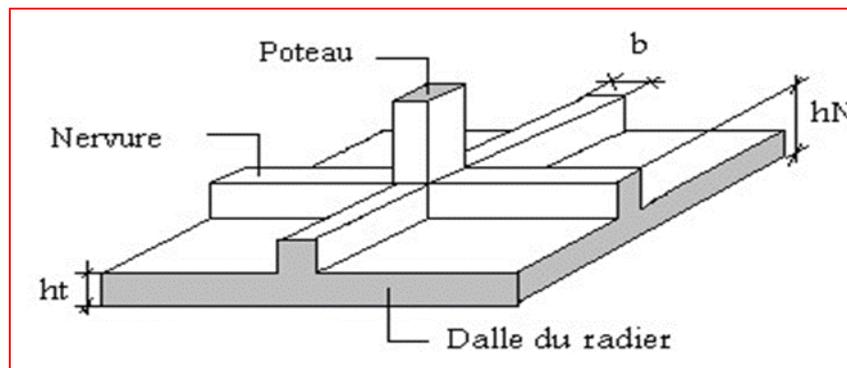


Figure VI. 1. Radier général.

VI.4. Fondations (radier général) :

VI.4.1 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

VI.4.2 Calcul du radier

- un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

VI.4.3 Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure

G_T : la charge permanente totale. Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions :

à L'E.L.U: $N_U = 73240.78 \text{ KN}$

à L'E.L.S: $N_{ser} = 55822.16 \text{ KN}$

VI.4.3.1 Surface minimale du radier :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 318.98 \text{ m}^2$.

VI.4.3.2 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 23.68 \leq d \leq 29.6 \\ l = 5.92 \end{array} \right.$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1m \times \left(\frac{N_u}{s}\right) \times L}{2} = \frac{1m \times \left(\frac{73240,78}{318,98}\right) \times 5,92}{2} = 679,64 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } d \geq \frac{679,64}{0,06 \times 25 \times 100} = 4,53 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h \geq d + c = 4,53 + 5 = 9,53 \text{ cm}$$

Soit : d=36 cm , h= 40 cm

VI.4.3.3 Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{592}{9} \leq h \leq \frac{592}{6} \Rightarrow 65,78 \leq h \leq 98,66$$

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{592}{10} = 59,2 \text{ cm}$$

On opte pour **b= 60cm**

On prend comme dimension $\begin{cases} h = 90 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} \\ b = 60 \end{cases}$

VI.4.3.4 Vérification des contraintes :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

a) Poids propre du radier :

$$\mathbf{a-1) Dalle : } G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5 (0,4 \times 318,98) = 318,98 \text{ KN}$$

$$\mathbf{a-2) Nervure : } G_{\text{Nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 ((0,9 - 0,4) \times 0,6 \times 223,44) = 167,58 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} = 55822,16 + 318,98 + 167,58 = 56308,72$$

$$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{Rad}}} = \frac{56308,72}{318,98} = 176,53 \text{ KN/m}^2$$

b) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec:

I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,6 (0,9)^3 /12 = 0,04m \cdot m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0.60 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.021}{\times 0.05}} = 40.05m$$

$$L_{max} = 5.92m < \frac{\pi}{2} 40.05L_e = 5.92m < 62.88m \dots\dots\dots CV$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

VI.4.4. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

VI.4.4.1 Pour le Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(Gradier + G_{nervure}) = 7389.76 \text{ t}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = 23.16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 12,88 - 1,00 = 22,16 \text{ t/m}^2$$

VI.4.5 Ferrailage du radier :

VI.4.5.1 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y

avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a-Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}.$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. b-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire}$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

VI.5. Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4,20/5,92 = 0,70 \geq 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$v = 0.2 \text{ Pour } \alpha = 0.7 \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0743 \times 22,16 \times (3,60)^2 = 21.34 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_{0y} = 0,8251 \times 21.34 = 12.41 \text{ t.m}$$

✓ **En travée :**

• **Sens x (inter) :**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 18.14 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.14 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.098$$

$$\mu_u = 0.098 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) \Rightarrow \alpha_u = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 360(1 - 0.4 \times 0.12) = 342.72$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{18.14 \times 10^3 \times 10^3}{344.16 \times 347.82} = 15.1 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T18 = 15.3 cm²/ml, S_t = 16 cm**

• **Sens-y : (rive)**

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 9.31$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.31 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.051 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) \Rightarrow \alpha_u = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 450(1 - 0.4 \times 0.065) = 350.56 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{9.31 \times 10^3 \times 10^3}{4350.56 \times 30.2 \times 347.82} = 7.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T18 = 15.3 cm²/ml, S_t = 16 cm**

✓ **En appuis :**

• **Sens x :**

$$M_{tx} = 0.4 M_{ox} = 8.54 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = 0.047 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.047 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = \alpha_u = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 351.36 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = 6.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T18 = 15.3 cm²/ml, S_t = 16 cm**

• **Sens y :**

$$M_{ty} = 0.5M_{oy} = 6.20 \text{ t.M}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = 0.034 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.034 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 353.78 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{6.20 \times 10^3 \times 10^3}{353.78 \times 347.82} = 5.03 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T18 = 15.3 cm²/ml, St = 16cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VI.6. Ferrailage des poutres de libages:

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

➤ **Sens longitudinal**

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :

$$Lx_1 = 3,15 \text{ m}$$

$$Ly_1 = 3,60 \text{ m}$$

$$Lx_2 = 5,32 \text{ m}$$

$$Q = 22,16 \text{ t/m}^2$$

Donc

$$Q' = \frac{22.16}{2} \left[\left(1 - \frac{3.15^2}{3 \times 3.60^2}\right) \times + \left(1 - \frac{3.15^2}{3 \times 3.60^2}\right) \times 3,15 \right] = 48.25 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{Q'L^2}{8} = \frac{48.25 \times 3.60^2}{8} = 78.17 \text{ t.m}$$

VI.6.1 Calcul du ferrillage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75M_0 = 58.63 \text{ t.m}$$

$$b=60 \text{ cm} ; d=81 \text{ cm} ; h=90 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = 0.10 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.10 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 810(1 - 0.4 \times 0.13) = 767.88 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{58.63 \times 10^3 \times 10^3}{430.2 \times 347.82} = 21.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T20 et 4T18 = 22,8 cm²/ml**

- **En appuis :**

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0.5M_0 = 39.09 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.09 \times 10^4}{60 \times 81^2 \times 14.17} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.07 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.09 \sqrt{1 - 2 \times} \Rightarrow \alpha_u =$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 450(1 - 0.4 \times) = 780.84$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{58.63 \times 10^3 \times 10^3}{430.2 \times 347.82} = 14.04 = \text{cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil + (4T14) chap. ; A = 14,2 cm².

• Appuis de rive :

$$M_a = 0,4.M_0 = 31,27 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = 0.06 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.64$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 789.23 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{31.27 \times 10^3 \times 10^3}{347.8 \times 789.23} = 11.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T14) Fil + (4T14) chap. ; A = 12.32 cm².

VI.6.2 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 39.88 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{39.88}{0.60 \times 0.81 \times 100} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Sens transversal(x) :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} Q L_x$$

Avec :

$$L_{x1} = 3,15 \text{ m}$$

$$Q = 22.16 \text{ t/m}^2$$

Donc

$$Q' = \frac{2}{3} Q L_x = 46.54 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'L^2}{8} = 57.72 \text{ t.m}$$

VI.6.2 Calcul du ferrillage :

VI.6.2.1 En travée :

$$M_t = 0.75M_0 = 43.29 \text{ t.m}$$

$$b=60 \text{ cm} ; d=81 \text{ cm} ; h= 90\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t \gamma}{bd^2 f_{bu}} = 0.077 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 777.6 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{43.29 \times 10^3 \times 10^3}{777.6 \times 347.82} = 16.00 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T20 et 4T14 = 18,73 cm²/ml**

VI.6.2.2 En appuis :

VI.6.2.2.1 Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0.5M_0 = 28.86 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 0.051 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.051 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 788.94 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{\times 10^3 \times 10^3}{788.94 \times 347.82} = 10.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil + (4T14) chap. ; A = 14,20 cm².**

VI.6.2.2.2 Appuis de rive :

$$M_a = 0,4.M_0 = 26.08 \text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 0.041 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.041 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha_u = 0.052$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 793.15 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M}{Z \sigma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{26.08 \times 10^3 \times 10^3}{793.15 \times 347.82} = 8.37 = \text{cm}^2$$

On adopte : (4T14) Fil + (4T14) chap. ; A = 12,32 cm².

➤ **Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(85 - 0,1 f_e) = 90 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a = 90 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,9 \times 0,60) \text{ m}^2$, on a :

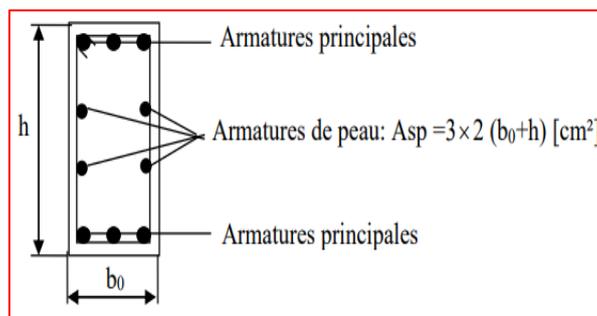


Figure VI. 2. Représente les armatures de peau.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,60 + 0,90) = 9 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 6T14 \text{ Fil; } A = 9,24$$

VI.6.2.2.3 Contraintedecisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = 5.09t$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{123.79}{0.60 \times 0.81 \times 100} = 0.82 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.82 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots CV$$

➤ **Armatures transversales :**

Diamètre: $\phi_t \leq \min(h/35; b/10) = \min(25.71 \text{ mm}; 60 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement :

$$S_t = \left(\frac{h}{4}, 12 \text{ cm} \right) = (22.5 \text{ cm}, 12 \text{ cm}) = 12$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow f_c \geq \frac{b(\tau_u - 0.3 f_{t28}) S_t}{0.8 \cdot A_t} \Rightarrow f_c \geq \frac{60(2.5 - 0.3 \times 2.1) 12}{0.8 \cdot 44.71 t} = 357.32$$

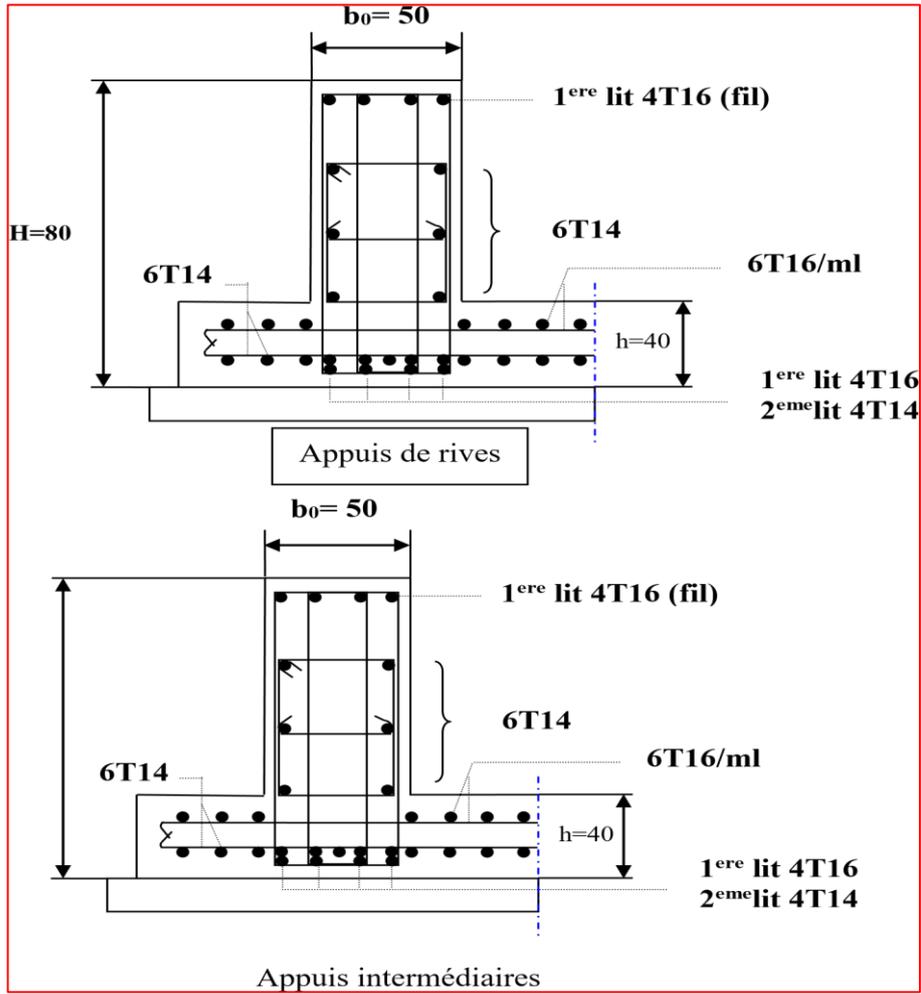
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10, $A = 4.71 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa \right)$$

$$2.03 \geq \max(1.25; 0.4 MPa)$$

$$2.03 \geq 1.25 \dots \dots \dots CV$$

1



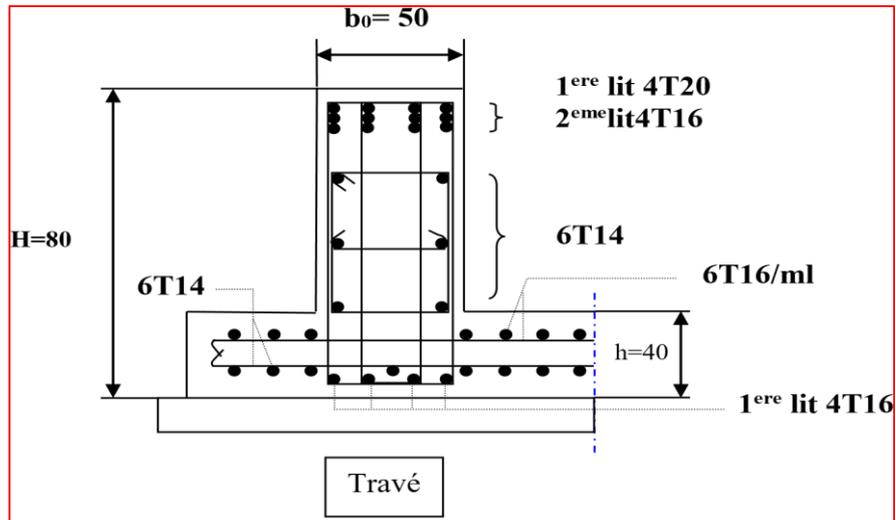


Figure VI.3. Ferrailage du radier et poutre de libage

VI.7. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion général

Il est essentiel, à l'ère de l'informatique et du numérique, de maîtriser non seulement les logiciels de calcul de structures, mais aussi les logiciels de dessin. Tout calcul doit se fonder sur des concepts clairs et maîtrisés. À défaut de calcul rigoureux, la réglementation permet de faire des calculs simplifiés, conditionnés par des hypothèses réalistes et cautionnés par l'expérience.

Lorsque les conceptions architecturales et structurales sont bien faites en amont, les problèmes majeurs sont évités, ce qui réduit à la fois les risques et les coûts de réalisation. Les coefficients de sécurité appliqués aux efforts résistants ou les majorations appliquées aux efforts agissants permettent de maintenir un niveau d'erreur acceptable, de sorte qu'en général, sauf exception, l'ouvrage puisse résister en sécurité face à des actions dites accidentelles et parfois même exceptionnelles.

Dans une zone où le séisme est l'aléa dominant, l'exigence du code parasismique algérien vise à assurer la sécurité et l'économie des bâtiments de hauteur moyenne, rendant le système de contreventement plus efficace en vérifiant les deux aspects (sécurité et économie).

Cette étude nous a permis d'entrevoir l'interaction entre les différents modules abordés lors de notre cursus universitaire.

Bibliographie

❖ Les règles

- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version2003)
- DTR B.C. 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation »
- Règles BAEL modifiées 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

❖ Autres document consulté :

- Mémoires de fin d'études
- Cours de béton armée de la 3 eme année Licence(UNV Mila)
- Cours de génie parasismique de 2ème année Master(UNV GHARDAIA)
- Les TD de béton armé de 3eme année Licence (UNV Mila)
- Cours de béton armée du 1er année Master (UNV GHARDAIA)

❖ Logiciels :

- Auto desk robot structural analyse professionnel V2019
- AUTOCAD 2011 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- EXPERT 2010
- WORD 2013 (pour le traitement du texte).
- Excel 2013 (pour fait le calcule)

ANNEXE 1

VERIFICATION DE LA FLECHE - METHODE FORFAITAIRE

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

$$\text{-Pour les Poutres} \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{-Pour les Poutrelles} \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{-Pour les Dalles Pleines} \begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

$$-M_t = k \times M_0$$

k : Est un coefficient réducteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$).

ANNEXE 2

METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE [RPA2003-Art 4.3.7]

➤ **Le spectre de réponse de calcul**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{pour: } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour: } T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{pour: } T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :
(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions. $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

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

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

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^n W_i$, $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

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

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W$$

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

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

Le moment de stabilité égale à :

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

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

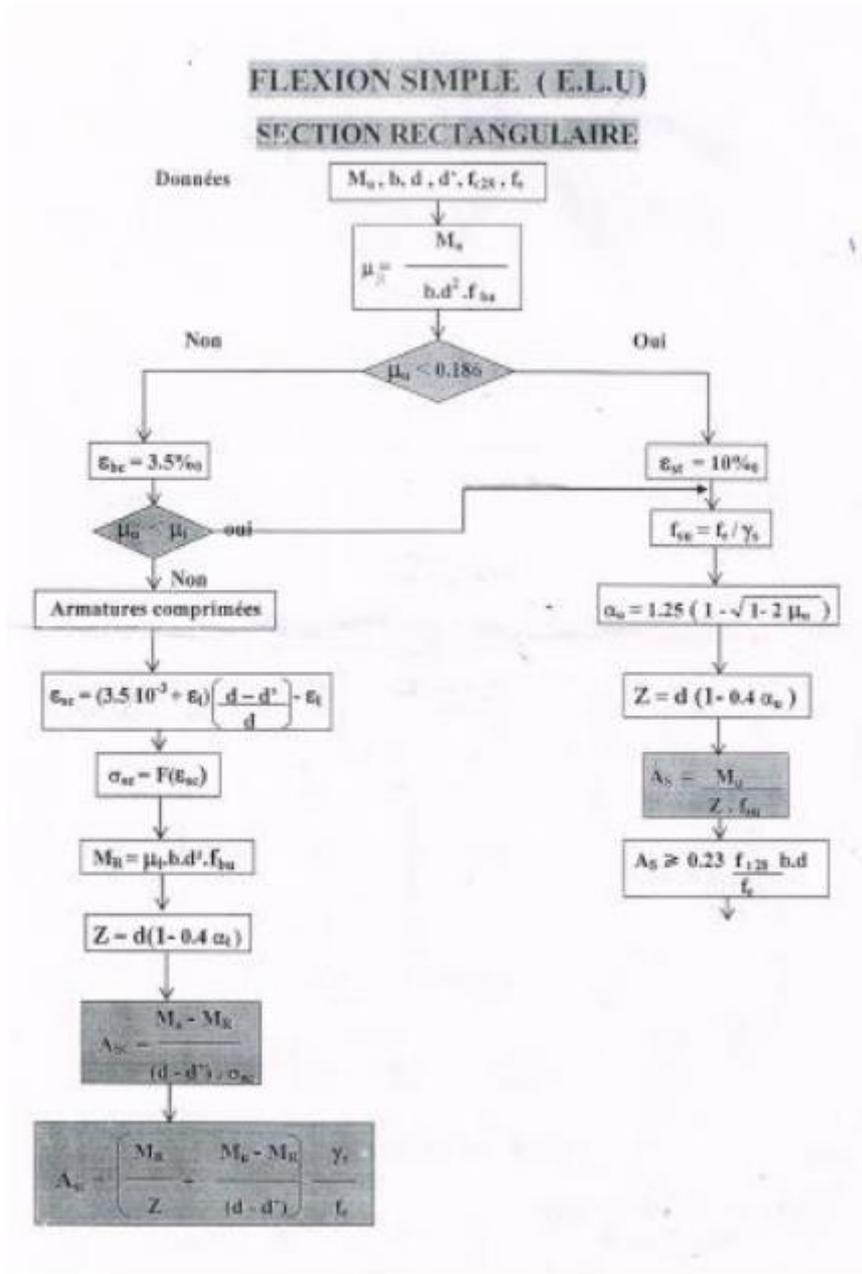
$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} (V_t - F_t)$$

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

On a: $T_x = 0,507 \text{ sec}$, $T_y = 0,553 \text{ sec}$ $\Rightarrow F_t = 0$

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

ANNEXE 3



ANNEXE 4

		Sections totale d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Faculté des sciences et de la
technologie
Département d'Hydraulique et
Génie Civil

جامعة غرداية



Université de Ghardaïa

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الري و الهندسة المدنية

ترخيص بإيداع مذكرة الماستر

بعد الاطلاع على التصحيحات المطلوبة على محتوى المذكرة المنجزة من طرف:

الطالب(ة): خلايف هدى

الشعبة: هندسة مدنية

التخصص: هياكل

نحن الأساتذة:

الإمضاء	الصفة	الرتبة والجامعة الأصلية أو المؤسسة	الإسم واللقب
 Examineur	رئيس	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	ظاهر الحاج قاسمية
	ممتحن	أستاذ مساعد (جامعة غرداية)	صالحي عماد
 AZIEZ Mohammed Nadjib 92	مؤطر	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	عزيز محمد نجيب

نرخص بإيداع النسخة النهائية لمذكرة الماستر بعنوان:

Étude d'un bâtiment (R+6+un sous-sol) à usage d'habitation et commercial

رئيس القسم


رئيس قسم الري
و الهندسة المدنية

Faculté des sciences et de la
technologie
Département d'Hydraulique et
Génie Civil

جامعة غرداية



Université de Ghardaïa

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الري والهندسة المدنية

ترخيص بإيداع مذكرة الماستر

بعد لاطلاع على التصحيحات المطلوبة على محتوى المذكرة المنجزة من طرف:

الطالب(ة): حاج قويدر سارة

الشعبة : هندسة مدنية

التخصص : هياكل

نحن الأساتذة:

الإمضاء	الصفة	الرتبة والجامعة الأصلية أو المؤسسة	الإسم واللقب
 Examineur	رئيس	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	ظاهر الحاج قاسمية
	ممتحن	أستاذ مساعد (جامعة غرداية)	صالح عماد
AZIEZ Mohammed Nadjib 92	مؤطر	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	عزيز محمد نجيب

نرخص بإيداع النسخة النهائية لمذكرة الماستر بعنوان :

Étude d'un bâtiment (R+6+un sous-sol) à usage d'habitation et commercia

رئيس القسم

