



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Department Génie civil

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2 /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : *Génie civil*

Option : *Structures*

Thème

*Etude d'un bâtiment RDC+9 Etages à usage
d'habitation.*

Présenté par :

M^F -TAHRI Madani

M^F -ZAITI Farouk

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M^F ZELMAT Yassine

Université de Mostaganem

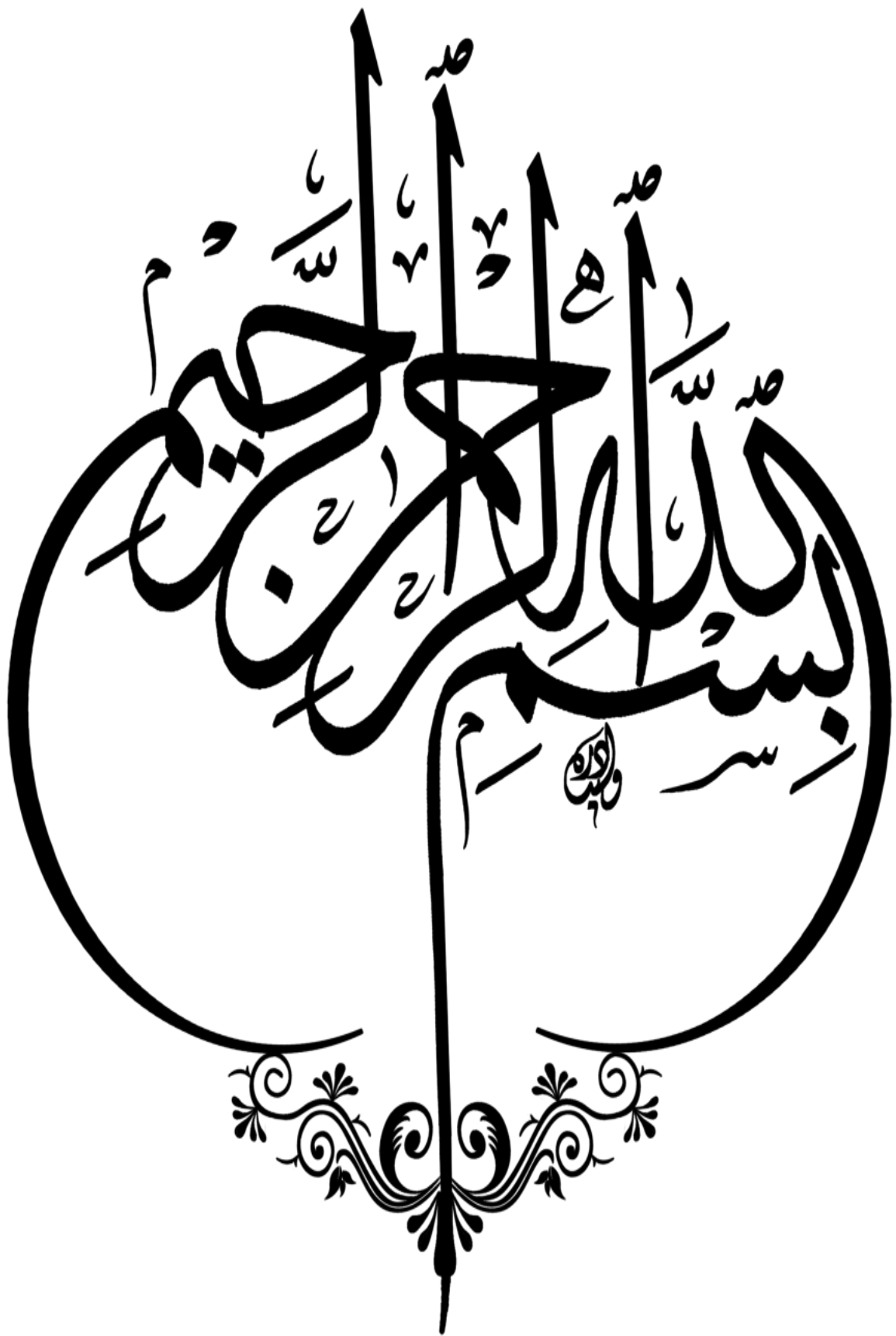
Encadrant : M^F AYAD Tayeb

Université de Mostaganem

Examineur : M^F REZIGUA Ahmed

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024



Remerciements(01)

*Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier
en premier lieu le bon dieu.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens
et leurs patiences.*

*Nous tenons également à remercier le superviseur : M. AYAD
Tayeb pour son encadrement et ses conseils tout au long de
ce travail.*

Nos remerciements vont également :

Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

A tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

Et à tous ce qui nous ont aidés de prés ou de loin.

« TAHRI Madani »...

Remerciements(02)

*Mon parcours universitaire s'achève après beaucoup de
fatigue et d'épreuves.*

*Et voilà que je termine mes recherches de fin d'études
avec plein d'enthousiasme et d'énergie.*

*Je suis reconnaissant à tous ceux qui ont joué un rôle
déterminant dans ma carrière.*

Et aide-moi, ne serait-ce qu'un peu.

*Surtout mes Parents (dr zahia attouti , zaiti afif) ,
famille, amis et professeurs estimés...*

Je vous présente mes recherches de fin d'études...

« ZAITI farouk »...

ملخص

قدمنا في هذا العمل دراسة فنية لمبنى مكون من طابق أرضي + 09 طوابق بناء على حسابات الهندسة المدنية ومحدود بالأنظمة وهي (BAEL91 المعدل 99، RPA99 إصدار 2003)،

الهدف من هذه الدراسة هو تحويل التصميم المعماري للهيكل الخرساني المسلح (المبنى) إلى تحليل هندسي مدني أولي مثل دراسة التربة (تقرير التربة)، المنطقة الزلزالية، التحجيم المسبق ... الخ.

ولهذا بدأنا وصفاً عاماً للمشروع بمعرض

خصائص المواد المستخدمة، ثم التحجيم المسبق للهيكل و أخيراً نزول الأحمال.

مع العلم أن بنايتنا المعدة للاستخدام السكني هي R+09 طوابق والتي ستقع في ولاية مستغانم (بلدية الصيادة)، المصنفة في المنطقة الثانية حسب الأنظمة الزلزالية الجزائرية (RPA 99 نسخة 2003).

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة والأشعة.

تم دراسة وتحليل هذا المشروع باستخدام برنامج الحساب الانشائي للهندسة المدنية (ROBOT. Version.2023).

إن حساب الأبعاد والتسليح لجميع العناصر المقاومة يتوافق مع القواعد المعمول بها وهي (BAEL91 المعدل 99، RPA99 الإصدار 2003).

تم حساب وتصميم تقوية العناصر الداعمة (الأعمدة، الكمرات) بواسطة برنامج التعزيز ROBOT، في حين تم حساب تقوية الجدران عن طريق الحساب اليدوي.

الكلمات المفتاحية : ROBOT 2023 ، ، RPA99V2003 الخرسانة المسلحة ، الدراسة الديناميكية BAEL91, معدل 99

Résumé

Dans ce travail, nous avons présenté une étude technique d'un bâtiment en RDC+09 étages basée sur des calculs en génie civil et limitées par des règlements à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**),

L'objectif de cette étude est de transformé la conception architecturale d'une structure en béton armé (bâtiment) à une analyse préliminaire de génie civil tel que l'étude du sol (rapport de sol), la zone sismique, le pré-dimensionnement...etc.

Pour cela nous avons entamé une description générale du projet avec une exposition des caractéristiques des matériaux utilisés, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

Sachant que notre bâtiment à usage d'habitation est de **R+09** étages qui sera implantée dans **la wilaya Mostaganem (commune de SAYADA)**, classée en zone **II** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le biais d'un logiciel de calcul des structures en génie civil (**ROBOT. Version.2023**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le calcul et le dessin du ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT** , alors que celui des voiles a été fait par un calcul manuel.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT2023, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

In this work, we presented a technical study of a building on the ground floor + 09 floors based on civil engineering calculations and limited by regulations namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003),

The aim of this study is to transform the architectural design of a reinforced concrete structure (building) to a preliminary civil engineering analysis such as the study of the soil (soil report), the seismic zone, the pre-sizing ...etc.

For this we began a general description of the project with an exhibition of the characteristics of the materials used, then the pre-sizing of the structure and finally the descent of the loads.

Knowing that our building for residential use is R+09 floors which will be located in the wilaya Mostaganem (municipality of SAYADA), classified in zone II according to the Algerian seismic regulations (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, posts and sails.

The study and analysis of this project were established using civil engineering structural calculation software (ROBOT. Version.2023).

The calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements comply with the applicable rules in force, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The calculation and design of the reinforcement of the supporting elements (columns, beams) was carried out by the ROBOT reinforcement software, while that of the walls was done by a manual calculation.

Key words : Building, Reinforced concrete, ROBOT 2023, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Dédicaces

L'homme a existé sur la surface de la Terre et il n'a pas vécu isolé du reste de l'humanité, À toutes les étapes de la vie, il y a des personnes qui méritent nos remerciements. Les personnes les plus dignes de gratitude sont les parents. Parce qu'ils ont une vertu qui atteint le ciel ;

Leur présence est une raison de survie et de réussite dans ce monde Et dans l'au-delà. À mon épouse et compagne de lutte sur le chemin De la vie, à mes amis, à qui je témoigne qu'ils sont les meilleurs compagnons dans tous les domaines.

Je dédie mes humbles recherches à mes chers frères

Et à tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon expérience

Et nous ont aidé à mettre en œuvre ce projet

Et à tous ceux qui portent La famille « Tahri ».

TAHRI Madani

Sommaire

1	Chapitre 01 : présentation du projet.....	3
1.1	Introduction	3
1.2	Présentation de l'ouvrage :	3
1.3	Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :.....	4
1.4	Plan :.....	5
1.4.1	Plan RDC :.....	5
1.4.2	Plan d'étage courant :.....	6
1.4.3	Plan des façades :	7
1.5	Donnée sismique de la structure :.....	8
1.5.1	Les éléments de l'ouvrage :	8
1.5.2	Ossature :	9
1.5.3	Planchers :.....	9
1.5.3.1	Planchers corps creux :.....	9
1.5.4	Les escaliers :.....	9
1.5.5	Maçonnerie :	9
1.5.6	Isolation :	9
1.5.7	La cage d'ascenseur :	10
1.5.8	L'acrotère :.....	10
1.5.9	Le revêtement :	10
1.5.10	Les poteaux.....	10
1.5.11	Les poutres.....	10
1.5.12	La bande noyée (poutre noyée) :.....	10
1.5.13	Les voiles :	10
1.5.14	Les fondations.....	11
1.5.15	La terrasse :.....	11
1.5.16	Système de coffrage :	11
1.6	Règlementation et normes utilisés :	11
1.7	Définition des états limites et les hypothèses de calcul :	11
1.7.1	Etats limites ultimes (ELU) :	11
1.7.1.1	Hypothèse de calcul à L'ELU :	12
1.7.2	Etats limites de service (ELS) :.....	13
1.7.2.1	Hypothèse de calcul à L'ELS :.....	13

1.8	Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :.....	13
1.8.1	Béton :	13
1.8.1.1	Rôle du Béton :	13
1.8.1.2	Les matériaux composant le béton :.....	14
1.8.1.2.1	Ciment :	14
1.8.1.2.2	Granulats :	14
1.8.1.3	Dosage du béton :.....	14
1.8.1.4	Caractéristiques mécaniques :.....	15
1.8.1.4.1	Résistance du béton à la compression :.....	15
1.8.1.4.2	Résistance du béton à la traction :.....	15
1.8.1.4.3	Module de déformation longitudinale :.....	15
1.8.1.4.3.1	Module de déformation instantanée :	15
1.8.1.4.3.2	Module de déformation différée :.....	15
1.8.1.4.4	Module de déformation transversale :.....	16
1.8.1.5	Modèles de calcul :.....	16
1.8.1.5.1	A l'ELU :.....	16
1.8.1.5.2	A l'ELS :.....	17
1.8.1.5.2.1	Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :.....	17
1.8.1.5.2.1.1	Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :.....	17
1.8.1.5.2.1.2	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	18
1.8.1.6	Poids volumique de béton :.....	18
1.8.2	Acier :	18
1.8.2.1	Caractéristiques mécaniques :.....	18
1.8.2.2	Diagramme déformations contraintes :	19
1.8.2.2.1	L'ELU :	19
1.8.2.2.2	L'ELS :	19
1.9	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :.....	20
1.9.1	Etat limite ultime :.....	20
1.9.2	Etat limite de service :	20
1.9.3	Etat limite accidentelle :	20
1.10	Conclusion	20
2	Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges.....	22
2.1	Introduction :	22

2.2	Pré dimensionnement du plancher (corps creux) :.....	22
2.3	Pré-dimensionnement des poutres :	23
2.3.1	Poutres principales :	24
2.3.2	Poutres secondaires :.....	24
2.4	Descente des charges :.....	25
2.4.1	Introduction :.....	25
2.4.2	Plancher terrasse inaccessible :.....	25
2.4.3	Plancher étage courant :.....	26
2.4.4	Balcon :.....	26
2.4.5	Murs	27
2.4.5.1	Murs Extérieure :	27
2.4.5.2	Mure Intérieur :	28
2.4.6	Escalier :	28
2.4.6.1	Volée (la paillasse) :.....	28
2.4.6.2	Palier :.....	29
2.5	Pré-dimensionnement des poteaux :	29
2.5.1	Définition :.....	29
2.5.2	Principe :.....	29
2.5.2.1	Critère de résistance : (selon B.A.E.L 91 R 99).....	29
2.5.2.2	Critère de flambent.....	31
2.5.3	Procédure de calcul	31
2.5.4	Conditions de « RPA99 version 2003 » :	35
2.5.5	Conditions de flambent.....	35
2.6	Les Voiles :.....	36
2.7	Conclusion :.....	36
3	Chapitre 03 : Etude de plancher	38
3.1	Introduction :	38
3.2	Plancher à corps creux :.....	38
3.2.1	Détermination des dimensions des poutrelles :.....	38
3.2.2	Ferraillage de la dalle de compression :	40
3.2.2.1	Armatures perpendiculaires aux nervures :	40
3.2.2.2	Armatures parallèles aux nervures :	40
3.2.3	Evaluation de la charge :	40

3.2.4	Méthode de calcul :	41
3.2.4.1	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	42
3.2.4.2	Méthode forfaitaire :	42
3.2.4.2.1	Moment en travée :	42
3.2.4.2.2	Moment en appuis :	43
3.2.5	Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :	43
3.2.5.1	Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :	43
3.2.5.2	Moment fléchissant en appuis :	44
3.2.5.3	Moment fléchissant en travée :	45
3.2.5.4	Efforts tranchants :	48
3.2.6	Détermination des armatures :	50
3.2.6.1	En travée :	50
3.2.6.1.1	Etat limite ultime (E.L.U) :	50
3.2.6.1.1.1	Vérification de l'étendue de la zone comprimée :	50
3.2.6.1.1.2	Vérification de l'existence des armatures comprimées :	51
3.2.6.1.1.3	Condition de non fragilité :	52
3.2.6.1.2	Vérification à l'ELS :	52
3.2.6.1.2.1	Position de l'axe neutre :	52
3.2.6.1.2.2	Moment d'inertie :	52
3.2.6.1.2.3	Vérification des contraintes dans le béton :	52
3.2.6.1.2.4	Vérification des contraintes dans les aciers :	52
3.2.6.2	En appui :	52
3.2.6.2.1	Etat limite ultime (E.L.U) :	52
3.2.6.2.1.1	Vérification de l'existence des armatures comprimées :	53
3.2.6.2.1.2	Condition de non fragilité :	54
3.2.6.2.2	Vérification à l'ELS :	54
3.2.6.2.2.1	Position de l'axe neutre :	54
3.2.6.2.2.2	Moment d'inertie :	54
3.2.6.2.2.3	Vérification des contraintes dans le béton :	54
3.2.6.2.2.4	Vérification des contraintes dans les aciers :	54
3.2.7	Calcul des armatures transversales :	54
3.2.7.1	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	55

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :	55
Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne :	55
Section et écartement des armatures transversales A_t :	55
3.2.8 Vérification de la flèche :	56
3.2.8.1 Moment fléchissant en travée :	57
3.2.8.2 Calcul du module de déformation longitudinale :	57
3.2.8.3 Calcul des moments inertie fictifs :	57
3.2.8.4 Coordonnées du centre de gravité :	58
3.2.8.5 Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :	58
3.2.8.6 Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :	59
3.2.8.7 Calcul des flèches partielles :	59
3.2.8.8 La flèche totale :	60
4 Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux.....	62
4.1 Etude d'acrotère :	62
4.1.1 Définition :	62
4.1.2 L'acrotère :	62
4.1.3 Calcul des sollicitations :	62
4.1.3.1 Charge permanente :	62
4.1.3.2 Charge d'exploitation :	63
4.1.3.3 La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]	63
4.1.4 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	63
4.1.4.1 ELU :	63
4.1.4.2 ELS :	63
4.1.5 Calcul de ferrailage :	63
4.1.5.1 ELU : Détermination de l'excentricité : e_u	64
4.1.6 Calcul en flexion simple :	64
4.1.6.1 Moment fictif :	64
4.1.6.2 Moment réduit :	64
4.1.6.3 Armatures fictives :	64
4.1.7 Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :	65
4.1.7.1 Les armatures des répartitions :	65
4.1.8 Vérifications à l'ELU :	65

4.1.8.1	Condition de non fragilité :.....	65
4.1.8.2	Vérification au cisaillement :.....	65
4.1.8.3	Vérification d'adhérence des barres :.....	66
4.1.8.4	Longueur de scellement droit :	66
4.1.8.5	Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)	66
4.1.9	Vérification à l'ELS :	66
4.1.9.1	Position de l'axe neutre :.....	67
4.1.9.2	Moment d'inertie :	67
4.1.9.3	Vérification des contraintes dans le béton :.....	67
4.1.9.4	Vérification des contraintes dans les aciers :.....	67
4.1.9.5	Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	67
4.2	Etude des balcons :.....	69
4.2.1	Epaisseur de balcon :.....	69
4.2.2	Détermination des charges :.....	69
4.2.2.1	Descente de charges :	69
4.2.2.2	Charge permanente :.....	70
4.2.2.3	Charges d'exploitations :	70
4.2.3	Calcul à l'état limite ultime et servis (ELU et ELS) :	70
4.2.3.1	Combinaison de charge :	70
4.2.3.2	Calcul des efforts internes :	71
4.2.4	Calcul de ferrailage :	72
4.2.4.1	Moment réduit :.....	72
4.2.4.2	Armatures principales :.....	72
4.2.4.3	Les armatures des répartitions :	73
4.2.5	Vérifications à l'ELU :.....	73
4.2.5.1	Condition de non fragilité :.....	73
4.2.5.2	Vérification au cisaillement :.....	73
4.2.5.3	Vérification d'adhérence des barres :.....	73
4.2.5.4	Longueur de scellement droit :	74
4.2.5.4.1	Armatures longitudinales :	74
4.2.5.5	Armatures transversales :.....	74
4.2.5.6	Vérification des espacements des barres :	74
4.2.5.6.1	Armatures longitudinales :	75

4.2.5.6.2	Armature transversale :	75
4.2.6	Vérification à l'ELS :	75
4.2.6.1	Position de l'axe neutre :	75
4.2.6.2	Moment d'inertie :	75
4.2.6.3	Vérification des contraintes dans le béton :	75
4.2.6.4	Vérification des contraintes dans les aciers :	75
4.2.7	Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91) :	75
4.3	Etude d'escalier :	77
4.3.1	Introduction :	77
4.3.2	Définition des éléments d'un escalier :	77
4.3.3	Dimensionnement :	78
4.3.3.1	Vérification de la loi de BLANDEL :	78
4.3.3.2	Nombre de contre marches :	78
4.3.3.3	Nombre de marches :	78
4.3.3.4	La ligne de foulée :	78
4.3.3.5	L'inclinaison :	78
4.3.3.6	La longueur de la pailasse (Lpailasse) :	78
4.3.3.7	L'épaisseur de la pailasse et le palier :	78
4.3.4	Détermination des charges et surcharges :	79
4.3.4.1	Charges permanentes :	79
4.3.4.1.1	Palier :	79
4.3.4.1.2	Pillasse :	80
4.3.4.2	Charges d'exploitations :	80
4.3.4.3	Combinaison de charges :	80
4.3.4.3.1	Etat limite ultime (ELU) :	80
4.3.4.3.2	Etat limite service (ELS) :	81
4.3.4.4	Le schéma statique :	81
4.3.5	Calcul des efforts internes :	81
4.3.6	En travée :	82
4.3.7	Etat limite ultime (E L U) :	82
4.3.7.1	Armatures principales :	82
4.3.7.2	Armatures de répartition :	83
4.3.8	Vérifications à l'ELU :	83

4.3.8.1	Condition de non fragilité :.....	83
4.3.8.2	Vérification au cisaillement :.....	83
4.3.8.3	Vérification d'adhérence des barres :.....	83
4.3.8.4	Longueur de scellement droit :	84
4.3.8.4.1	Armatures longitudinales :	84
4.3.8.4.2	Armatures transversales :	84
4.3.8.5	Espacement des barres :.....	84
4.3.8.5.1	Armatures longitudinales :	84
4.3.8.5.2	Armatures transversales :	84
4.3.9	Calcul à l'ELS :.....	85
4.3.9.1	Calcul des efforts internes :	85
4.3.9.2	Position de l'axe neutre :.....	85
4.3.9.3	Moment d'inertie :	85
4.3.9.4	Vérification des contraintes dans le béton :.....	85
4.3.9.5	État limite d'ouvertures des fissures :	85
4.3.10	En appuis :	86
4.3.11	Etat limite ultime (E L U) :.....	86
4.3.11.1	Armatures principales :.....	86
4.3.11.2	Armatures de répartition :.....	86
4.3.12	Vérifications à l'ELU :	86
4.3.12.1	Condition de non fragilité :.....	86
4.3.12.2	Vérification au cisaillement :.....	86
4.3.12.3	Vérification d'adhérence des barres :.....	87
4.3.12.4	Longueur de scellement droit :	87
4.3.12.4.1	Armatures longitudinales :.....	87
4.3.12.4.2	Armatures transversales :	87
4.3.12.5	Espacement des barres :.....	88
4.3.12.5.1	Armatures longitudinales :.....	88
4.3.12.5.2	Armatures transversales :	88
4.3.13	Calcul à l'ELS :.....	88
4.3.13.1	Position de l'axe neutre :.....	88
4.3.13.2	Moment d'inertie :	88
4.3.13.3	Vérification des contraintes dans le béton :.....	89

4.3.13.4	État limite d'ouvertures des fissures :	89
4.3.14	Etat limite de déformation :	89
4.3.15	Poutre palière :	90
4.3.15.1	Prédimensionnement des poutres :	90
4.3.15.2	Evaluation des charges :	91
4.3.15.2.1	Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :	91
4.3.15.2.2	Calcul de la charge due au poids du mur :	91
4.3.15.2.3	Réaction de la volée et du palier :	91
4.3.15.2.4	Combinaisons fondamentales :	91
4.3.15.3	En travée :	93
4.3.15.4	Etat limite ultime (E L U) :	93
4.3.15.4.1	Armatures principales :	93
4.3.15.5	Vérifications à l'ELU :	93
4.3.15.5.1	Condition de non fragilité :	93
4.3.15.5.2	Vérification au cisaillement :	93
4.3.15.5.3	Vérification d'adhérence des barres :	94
4.3.15.5.4	Longueur de scellement droit :	94
4.3.15.5.4.1	Armatures longitudinales :	94
4.3.15.5.4.2	Armatures transversales :	94
4.3.15.5.5	Espacement des barres :	95
4.3.15.5.5.1	Armatures longitudinales :	95
4.3.15.5.5.2	Armatures transversales :	95
4.3.15.6	Calcul à l'ELS :	95
4.3.15.6.1	Position de l'axe neutre :	95
4.3.15.6.2	Moment d'inertie :	95
4.3.15.6.3	Vérification des contraintes dans le béton :	95
4.3.15.6.4	État limite d'ouvertures des fissures :	96
4.3.15.7	En appuis :	96
4.3.15.8	Etat limite ultime (E L U) :	96
4.3.15.8.1	Armatures principales :	96
4.3.15.9	Vérifications à l'ELU :	96
4.3.15.9.1	Condition de non fragilité :	96
4.3.15.9.2	Vérification au cisaillement :	96

4.3.15.9.3	Vérification d'adhérence des barres :	97
4.3.15.9.4	Longueur de scellement droit :	97
4.3.15.9.4.1	Armatures longitudinales :	97
4.3.15.9.4.2	Armatures transversales :	98
4.3.15.9.5	Espacement des barres :	98
4.3.15.9.5.1	Armatures longitudinales :	98
4.3.15.9.5.2	Armatures transversales :	98
4.3.15.10	Calcul à l'ELS :	98
4.3.15.10.1	Position de l'axe neutre :	98
4.3.15.10.2	Moment d'inertie :	98
4.3.15.10.3	Vérification des contraintes dans le béton :	98
4.3.15.10.4	État limite d'ouvertures des fissures :	99
5	Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.	101
5.1	Introduction :	101
5.2	Choix de la méthode de calcul :	101
5.2.1	Méthode statique équivalente :	101
5.2.1.1	Principe de la méthode :	101
5.2.1.2	Conditions d'application de la MSE :	101
5.2.2	Méthode dynamique modale spectrale :	102
5.2.2.1	Principe de la méthode dynamique modale :	102
5.2.2.2	Les hypothèses :	102
5.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	102
5.3.1	Principe :	102
5.3.2	Domaine d'application :	102
5.3.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse :	102
5.3.3.1	Coefficient d'accélération A :	102
5.3.3.2	Coefficient de comportement global de la structure R :	102
5.3.3.3	Facteur de qualité Q :	102
5.3.3.3.1	Régularité en plan :	102
5.3.3.4	Régularité en élévation :	103
5.3.3.4.1	Contrôle de la qualité des matériaux :	103
5.3.3.4.2	Contrôle de la qualité de l'exécution :	103
5.3.3.5	4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " η " :	104

5.3.3.6	Période T1 et T2 du site considérée S3 :	104
5.3.3.7	Spectre de réponse de calcul :	104
5.3.3.8	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	104
5.3.3.9	Estimation de la période fondamentale de la structure :	104
5.3.3.10	Facteur d'amplification dynamique moyen D :	105
5.4	Poids total de la structure :	105
5.5	Modélisation de la structure :	106
5.5.1	Position des voiles :	106
5.6	Calcul de la force sismique totale :	107
5.7	Résultats de calcul :	108
5.7.1	Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003	110
5.8	Evaluation des excentricités :	110
5.8.1	Excentricités théoriques :	110
5.9	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	112
5.10	Vérification des déplacements inter étage :	112
5.11	Vérification de l'effet $P - \Delta$:	113
5.12	Vérification de renversement :	115
5.13	Conclusion :	116
6	Chapitre 06 : Etude des portiques	118
6.1	Introduction ;	118
6.2	Poutre :	118
6.2.1	Introduction :	118
6.2.2	Les moments de la poutre :	118
6.2.3	Combinaisons d'actions :	118
6.2.3.1	Selon B.A.E.L 91 :	118
6.2.3.2	Selon R.P.A 99/V2003 :	118
6.2.4	Tableau des sollicitations :	118
6.2.5	Poutre principales étage courant :	119
6.2.5.1	Ferraillage longitudinal :	119
6.2.5.1.1	En travée :	119
6.2.5.1.1.1	Calcul des ferraillages :	119
6.2.5.1.1.2	Vérification à l'ELU :	120
6.2.5.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	120

6.2.5.1.1.2.2	RPA :	120
6.2.5.1.1.3	Vérification à l'ELS :	120
6.2.5.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :	120
6.2.5.1.1.3.2	Moment d'inertie :	120
6.2.5.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	120
6.2.5.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	121
6.2.5.1.2	En appuis :	121
6.2.5.1.2.1	Calcul des ferraillements :	121
6.2.5.1.2.2	Vérification à l'ELU :	121
6.2.5.1.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	121
6.2.5.1.2.2.2	RPA :	122
6.2.5.1.2.3	Vérification à l'ELS :	122
6.2.5.1.2.3.1	Position de l'axe neutre :	122
6.2.5.1.2.3.2	Moment d'inertie :	122
6.2.5.1.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	122
6.2.5.1.2.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	122
6.2.5.2	Ferrailage longitudinal :	123
6.2.5.2.1	Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	123
6.2.5.2.2	Calcul du diamètre :	123
6.2.5.2.3	Calcul de l'espacement :	123
6.2.5.2.3.1	Selon le B.A.E.L 91 :	123
6.2.5.2.3.2	Selon le RPA/V2003 :	123
6.2.5.2.4	D'armatures transversales minimales est donnée par :	123
6.2.6	Calcul ferrailage longitudinal :	124
6.2.7	Calcul et vérification des contraintes ELS	125
6.3	Etude des poteaux :	128
6.3.1	Leurs rôles :	128
6.3.2	Combinaison de charges :	128
6.3.3	Les types de poteaux :	129
6.3.4	Les moments et l'effort normale :	129
6.3.5	Exemple de calcul :	130
6.3.5.1	Ferrailage du poteau de section (40 X 40) cm ² :	130
6.3.5.2	Armatures minimales :	135

6.3.5.3	Vérification de l'effort tranchant :	136
6.3.5.4	Diamètre des armatures transversales :	136
6.3.5.5	Espacement des armatures transversales :	136
6.3.5.6	Armatures transversales minimales :	137
7	Chapitre 07 : Etude des voiles	140
7.1	Etude des Voile de contreventement :	140
7.1.1	Introduction :	140
7.1.2	Ferraillage des voiles :	140
7.1.3	Ferraillage des voiles de contreventement :	140
7.1.3.1	Les armatures verticales :	141
7.1.3.2	Les armatures horizontales :	143
7.1.3.3	Exemples de calcul :	144
8	Chapitre 08 : Etude de fondation	153
8.1	Introduction :	153
8.1.1	Fondations superficielles :	153
8.1.2	Fondations profondes :	153
8.2	Choix du type de fondation :	153
8.2.1	Calcul radier général :	153
8.3	Etude de radier :	154
8.4	Pré dimensionnement radier général :	154
8.4.1	Condition de rigidité :	155
8.4.2	Condition forfaitaire :	155
8.4.3	Condition de non cisaillement :	155
8.4.4	Condition de non poinçonnement :	156
8.4.5	Hauteur et épaisseur de la nervure :	157
8.4.6	Epaisseur de la dalle du radier :	157
8.4.7	Déterminations des sollicitations :	157
8.4.8	Combinaison d'action :	157
8.4.8.1	Vérification des contraintes sous radier :	157
8.4.9	Vérification de l'effet de sous pression :	158
8.5	Ferraillage du radier :	158
8.5.1	Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	158
8.5.2	Ferraillage longitudinal :	159

8.5.2.1	Sens xx :.....	159
8.5.2.1.1	En travée :.....	159
8.5.2.1.1.1	Calcul des ferrailages :.....	159
8.5.2.1.1.2	Vérification à l'ELU :.....	160
8.5.2.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	160
8.5.2.1.1.2.2	Espacement des barres :.....	160
8.5.2.1.1.3	Vérification à l'ELS :.....	160
8.5.2.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :.....	160
8.5.2.1.1.3.2	Moment d'inertie :.....	160
8.5.2.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	160
8.5.2.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	161
8.5.2.1.2	En appuis :.....	161
8.5.2.1.2.1	Calcul des ferrailages :.....	161
8.5.2.1.2.2	Calcul des ferrailages :.....	161
8.5.2.1.2.3	Vérification à l'ELU :.....	161
8.5.2.1.2.3.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	161
8.5.2.1.2.3.2	Espacement des barres :.....	161
8.5.2.1.2.4	Vérification à l'ELS :.....	162
8.5.2.1.2.4.1	Position de l'axe neutre :.....	162
8.5.2.1.2.4.2	Moment d'inertie :.....	162
8.5.2.1.2.4.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	162
8.5.2.1.2.4.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	162
8.5.2.2	Sens YY:.....	162
8.5.2.2.1	En travée :.....	162
8.5.2.2.1.1	Calcul des ferrailages :.....	162
8.5.2.2.1.2	Vérification à l'ELU :.....	163
8.5.2.2.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	163
8.5.2.2.1.2.2	Espacement des barres :.....	163
8.5.2.2.1.3	Vérification à l'ELS :.....	163
8.5.2.2.1.3.1	Position de l'axe neutre :.....	163
8.5.2.2.1.3.2	Moment d'inertie :.....	163
8.5.2.2.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :.....	163
8.5.2.2.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	164

8.5.2.2.2	En appuis :	164
8.5.2.2.2.1	Calcul des ferraillements :	164
8.5.2.2.2.2	Vérification à l'ELU :	164
8.5.2.2.2.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	164
8.5.2.2.2.2.2	Espacement des barres :	164
8.5.2.2.2.3	Vérification à l'ELS :	164
8.5.2.2.2.3.1	Position de l'axe neutre :	164
8.5.2.2.2.3.2	Moment d'inertie :	165
8.5.2.2.2.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	165
8.5.2.2.2.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	165
8.6	Ferraillage de nervure :	166
8.6.1.1	Ferraillage longitudinal :	166
8.6.1.1.1	En travée :	166
8.6.1.1.1.1	Calcul des ferraillements :	166
8.6.1.1.1.2	Vérification à l'ELU :	166
8.6.1.1.1.2.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	166
8.6.1.1.1.2.2	RPA :	166
8.6.1.1.1.2.3	Espacement des barres :	166
8.6.1.1.1.3	Vérification à l'ELS :	166
8.6.1.1.1.3.1	Position de l'axe neutre :	166
8.6.1.1.1.3.2	Moment d'inertie :	167
8.6.1.1.1.3.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	167
8.6.1.1.1.3.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	167
8.6.1.1.2	En appuis :	167
8.6.1.1.2.1	Calcul des ferraillements :	167
8.6.1.1.2.2	Calcul des ferraillements :	167
8.6.1.1.2.3	Vérification à l'ELU :	168
8.6.1.1.2.3.1	Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	168
8.6.1.1.2.3.2	RPA :	168
8.6.1.1.2.3.3	Espacement des barres :	168
8.6.1.1.2.4	Vérification à l'ELS :	168
8.6.1.1.2.4.1	Position de l'axe neutre :	168
8.6.1.1.2.4.2	Moment d'inertie :	168

8.6.1.1.2.4.3	Vérification des Contraintes dans le béton :	168
8.6.1.1.2.4.4	Vérification des Contraintes dans les aciers :	169

La liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.....	3
Figure 1.2 : Plan de RDC.....	5
Figure 1.3 : Plan d'étage courant.....	6
Figure 1.4 : Plan façade principale.....	7
Figure 1.5 : Plan coupe A-A.....	7
Figure 1.6 : Plan coupe B-B.....	8
Figure 1.7 : Diagramme déformations limites de la section.....	12
Figure 1.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	17
Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	17
Figure 1.10 : Diagramme contrainte déformation.....	19
Figure 2.11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	22
Figure 2.12 : Dimensions de poutres.....	23
Figure 2.13 : Poutres Principale.....	24
Figure 2.14 : Poutre secondaires.....	24
Figure 2.15 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure 2.16 : Plancher étage courant.....	26
Figure 2.17 : Balcon.....	26
Figure 2.18 : Murs extérieure.....	27
Figure 2.19 : Section réduite du poteau.....	30
Figure 2.20 : Schéma représentatif d'un étage courant.....	31
Figure 2.21 : Schéma de la loi de dégression.....	32
Figure 2.22 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	33
Figure 2.23 : Coupe de voile.....	36
Figure 3.24 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	38
Figure 3.25 : Schéma des poutrelles.....	39
Figure 3.26 : Section de la nervure.....	39
Figure 3.27 : Schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type.....	43
Figure 3.28 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (01) travées.....	49
Figure 3.29 : Section de calcul.....	50
Figure 3.30 : Section de calcul en travée.....	51
Figure 3.31 : Section de calcul en appuis.....	53
Figure 3.32 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	56

Figure 3.33 : Section de calcul.....	58
Figure 4.34 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.	62
Figure 4.35 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	63
Figure 4.36 : Ferrailage de l'acrotère.	68
Figure 4.37 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.....	69
Figure 4.38 : Schéma statique de calcul à l'ELU.....	70
Figure 4.39 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	71
Figure 4.40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	71
Figure 4.41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	71
Figure 4.42 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	72
Figure 4.43 : Schéma de ferrailage balcon.	76
Figure 4.44 : Différents éléments d'un escalier.	78
Figure 4.45 : Schéma statique des escaliers.....	81
Figure 4.46 : : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	81
Figure 4.47 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	81
Figure 4.48 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	82
Figure 4.49 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	82
Figure 4.50 : Dessin de ferrailage de l'escalier à pailasse porteuse.....	90
Figure 4.51 : Schéma statique de la poutre palière.....	92
Figure 4.52 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	92
Figure 4.53 : iagramme d'effort tranchant à l'ELU.	92
Figure 4.54 :Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	92
Figure 4.55 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.	92
Figure 4.56 : Dessin de ferrailage de la poutre palier.....	99
Figure 4.57 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.	Error! Bookmark not defined.
Figure 4.58 : Schéma statique de la salle machine.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 4.59 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.....	Error! Bookmark not defined.
Figure 5.60 : Disposition des voiles.	106
Figure 5.61 : Vue de la structure modélisée.	106
Figure 5.62 : Vue de la structure modélisée.	107
Figure 5.63 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).	109
Figure 5.64 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).	109
Figure 5.65 : le 3ème mode de torsions.	109

Figure 6.66 : Ferrillages poutre principale étage courant.	125
Figure 6.67 : Ferrillages poutre principale Terrasse.....	126
Figure 6.68 : Ferrillages poutre secondaires étage courant.	126
Figure 6.69 : Ferrillages poutre secondaires Terrasse.	127
Figure 6.70 : Sollicitation sur les poteaux.	128
Figure 6.71 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	131
Figure 6.72 : Ferrillages les poteaux.	138
Figure 7.73 : Sollicitations de calcul d'un voile.	141
Figure 7.74 : Sections de calcul.	141
Figure 7.75 : disposition des armatures verticales dans les voiles.	142
Figure 7.76 : Section du calcul de voile.	145
Figure 7.77 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	145
Figure 7.78 : Section du calcul de voile.	146
Figure 7.79 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	147
Figure 7.80 : Ferrillage du voile de contreventement.	151
Figure 8.81 : Cartographies a l'ELU.	157
Figure 8.82 : Cartographies a l'ELS.....	158
Figure 8.83 : Ferrillages de radire.	165
Figure 8.84 : Ferrillages Nervure.	169

La liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.	4
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	18
Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.	25
Tableau 2.4 : Plancher étage courant.	26
Tableau 2.5 : Balcon.	27
Tableau 2.6 : Murs extérieure.	27
Tableau 2.7 : Murs intérieur.	28
Tableau 2.8 : Les charges de la paillasse.	28
Tableau 2.9 : Les charges de palier.	29
Tableau 2.10 : Récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.	32
Tableau 2.11 : Pré dimensionnement des poteaux.	34
Tableau 2.12 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).	35
Tableau 2.13 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.	35
Tableau 3.14 : Evaluation des charges.	41
Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.	60
Tableau 4.16 : Balcon.	69
Tableau 4.17 : Les charges de Palier.	79
Tableau 4.18 : Les charges de la paillasse.	80
Tableau 5.19 : Pénalités du facteur de qualité.	103
Tableau 5.20 : Taux de participation modale.	108
Tableau 5.21 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	111
Tableau 5.22 : les forces sismiques des deux directions.	112
Tableau 5.23 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	113
Tableau 24 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	114
Tableau 5.25 : Vérification de renversement.	115
Tableau 6.26 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	119
Tableau 6.27 : Dimensions des poutres.	119
Tableau 6.28 : Calcul ferrailage longitudinal des poutres.	124
Tableau 6.29 : Calcul et vérification des contraintes ELS.	125
Tableau 6.30 : Récapitulatif des sections des poteaux.	129

Tableau 6.31 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	130
Tableau 6.32 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.	137
Tableau 7.33 : Les sollicitations de calcul YY.	144
Tableau 7.34 : Les sollicitations de calcul XX.	144
Tableau 7.35 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage.	150

Notations

A'	Aire d'une section d'acier comprimée.
A	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t	Aire d'une section d'acier transversale.
B	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o	Aire d'une section homogène.
E_i	Module de déformation instantané du béton.
E_v	Module de déformation différé du béton.
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u	Moment ultime.
M_{ser}	Moment de service.
T_u	Effort tranchant ultime.
a, b	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o	Hauteur de la table de compression
d	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r	Section réduite du poteau.
M	Moment résistant de la table (section en T _é).
M_o	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service

I_o	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Charge permanente
P	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
□ft	Flèche totale
L	Portée de la travée
□t	Espacement des armatures transversales
□	Coefficient sans dimension rapport y D
□ b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
□ s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
□	Coefficient de fissuration relatif à une armature
□	Elancement mécanique d'une pièce.
μ	Moment réduit ultime (sans dimensions)
□	Rapport entre deux dimensions (L _x) L _y
□b	Contrainte de compression du béton
□s	Contrainte de traction de l'acier
□u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
□	Coefficient de poisson

Introduction générale

L'objectif de l'étude d'une structure en béton armé est de vérifier la stabilité et la durabilité de cette construction afin de maintenir sa sécurité d'usage, en tenant compte des aspects architectural et économiques.

La conception (pré-dimensionnement) et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armé est un problème distinct lié à l'analyse. Il est impossible de concevoir et d'analyser exactement un bâtiment, sans se limiter par des règlements.

Ce présent mémoire est composé de 8 chapitres.

Le premier chapitre, présente le projet que nous avons étudié et cela par une identification comportant le type, les dimensions, le lieu du bâti, et les hypothèses de calcul. Ainsi que les caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul

Le second chapitre, vise le pré dimensionnement des éléments et descente des charges des poutres, poteaux, voiles, planchers...etc.

Le chapitre 3, 4 et 6 est consacré pour l'étude et détermination des ferrillages du plancher, des éléments non structuraux et portiques (poteau-poutre).

La modélisation de la structure par un logiciel est présentée dans le chapitre 5. Afin de choisir la méthode de calcul, positionner les voiles et faire la vérification utile au RPA tel que : le déplacement inter-étage, l'effet $P - \Delta$ et renversement.

Avant de terminer nous avons étudié les voiles dans le chapitre 7 en déterminant les armatures horizontales et verticales.

Le dernier chapitre est relatif à l'étude des fondations en passant par le choix conditionné du type de fondation, le pré-dimensionnement du radier général, et le calcul du ferrailage.

Finalement, une conclusion générale exprimant nos objectifs atteints en exploitant les connaissances acquises durant notre parcours d'études, et donnant les différentes perspectives pour les futures études.

Chapitre 01 : présentation du projet

1 Chapitre 01 : présentation du projet

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+9 à usage d'habitation**.

L'ouvrage est implanté à **Mostaganem la commune de Sayda** cote N90 et centre équestre résidence l'émeraude RBPROM- Mostaganem. Qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (**zone IIa**) et de **groupe d'usage 2**.



Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.

1.3 Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suivies :

Dimensions en plans	Longueur totale	26.5 m
	Largeur totale	14.80 m
Dimensions en élévation	Hauteur totale de bâtiment	30.60 m
	Hauteur de RDC	3.06 m
	Hauteur d'étage courant	3.06 m

Tableau 1.1 : Dimension de l'ouvrage.

1.4 Plan :

1.4.1 Plan RDC :

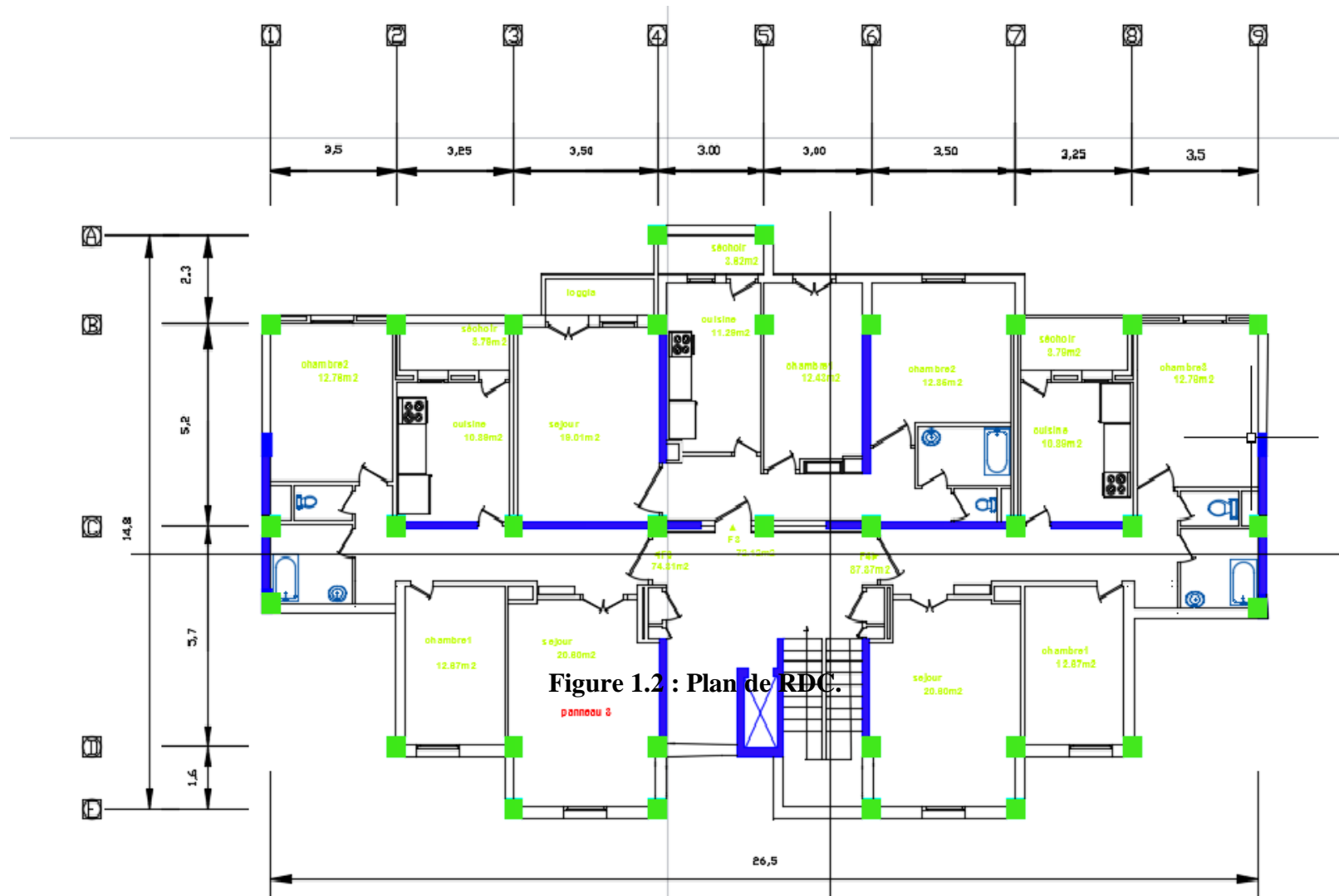


Figure 1.2 : Plan de RDC.

1.4.2 Plan d'étage courant :

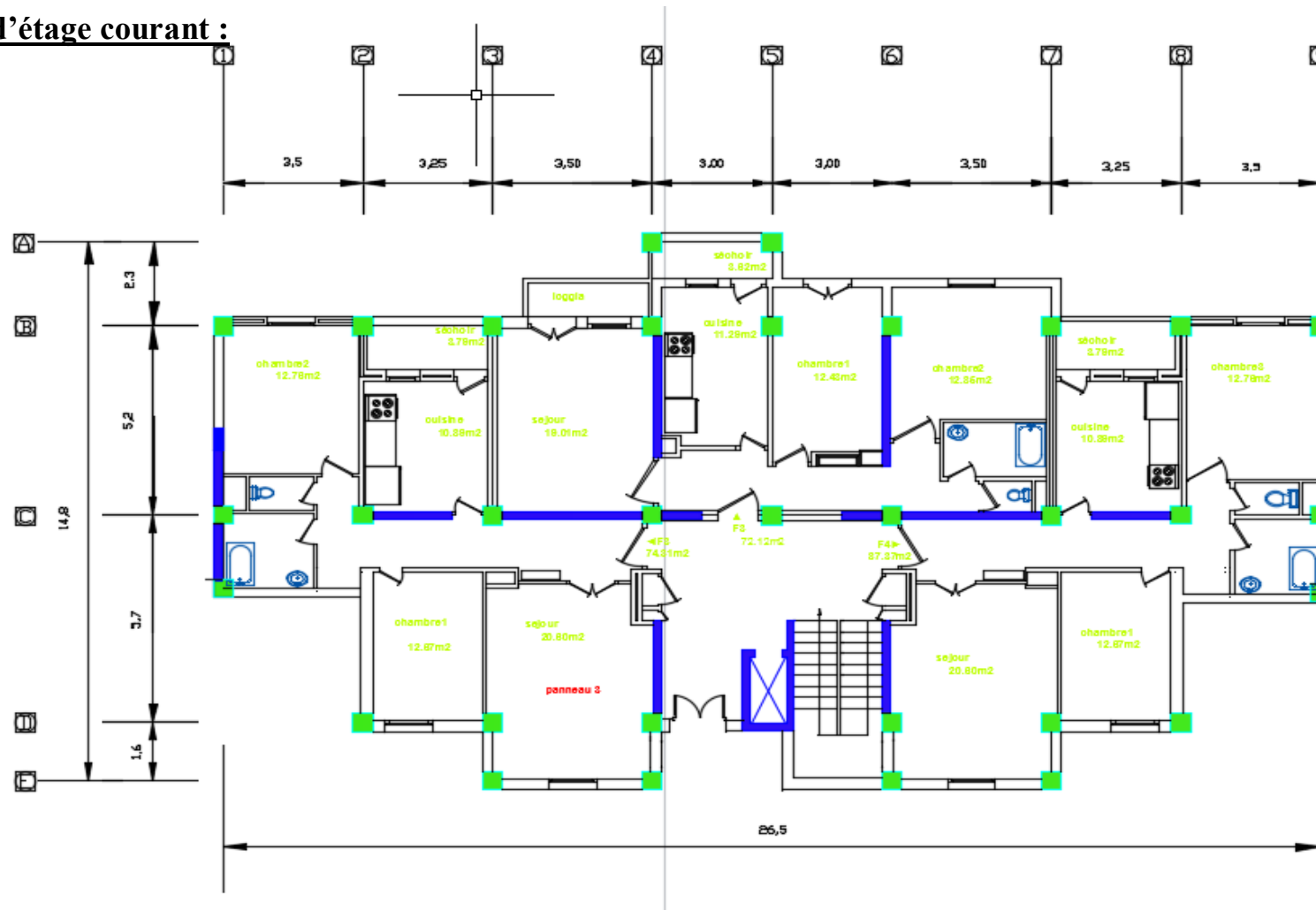


Figure 1.3 : Plan d'étage courant

1.4.3 Plan des façades :



Figure 1.4 : Plan façade principale.

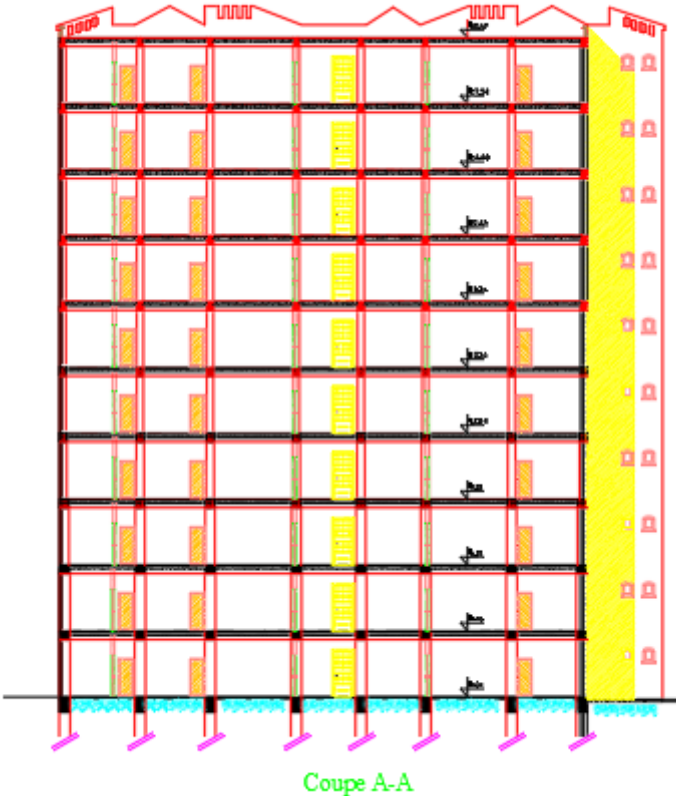


Figure 1.5 : Plan coupe A-A.

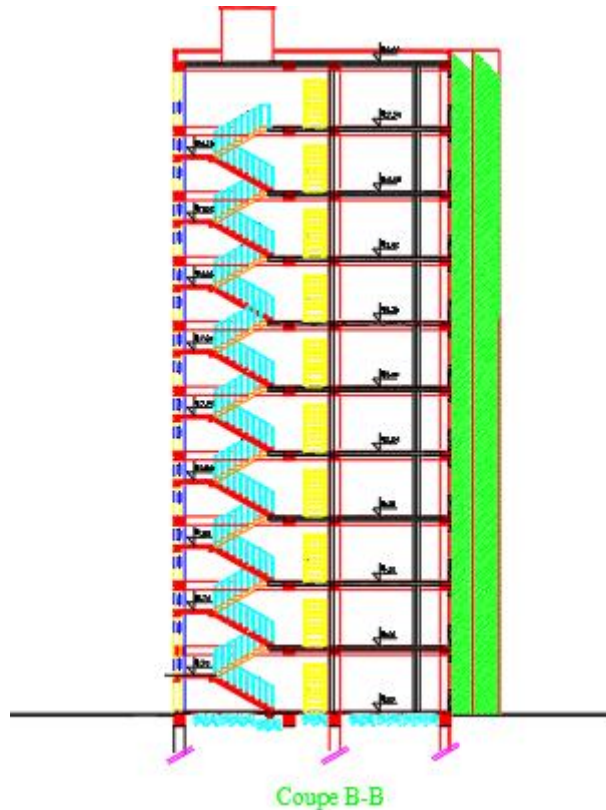


Figure 1.6 : Plan coupe B-B.

1.5 Donnée sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (**zone IIA**).

- ❖ L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (**S3**).

1.5.1 Les éléments de l'ouvrage :

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de portiques dans les deux sens aux plans et assurent par la même occasion son contreventement. Réaliser par une entreprise nationale avec un système de coffrage métallique et bois.

D'après le RPA 99/version 2003 et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet. Il comporte aussi :

1.5.2 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système des portiques pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

1.5.3 Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux,

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages. On distingue :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

1.5.3.1 Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- ❖ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ❖ Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

1.5.4 Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

1.5.5 Maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm.

1.5.6 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.5.7 La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.5.8 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de **60 cm** d'hauteur.

1.5.9 Le revêtement :

Les revêtements sont comme suivis :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.5.10 Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaires destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

1.5.11 Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs auteurs sont déterminés selon la condition de flèche.

1.5.12 La bande noyée (poutre noyée) :

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher.

1.5.13 Les voiles :

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

1.5.14 Les fondations

Les fondations d'un ouvrage : Partie de la structure transférant les efforts au sol. Les fondations peuvent être superficielles, semi- profondes ou profondes suivant le niveau du terrain sur lequel elles s'appuient.

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges et donc l'assise du bâtiment, elles sont coulées en béton.

La conception des fondations doit leur permettre de porter la construction en évitant tout risque de déplacement vertical ou latéral.

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.5.15 La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.5.16 Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les poteaux, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

1.6 Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.7 Définition des états limites et les hypothèses de calcul :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

1.7.1 Etats limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).

- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.7.1.1 Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

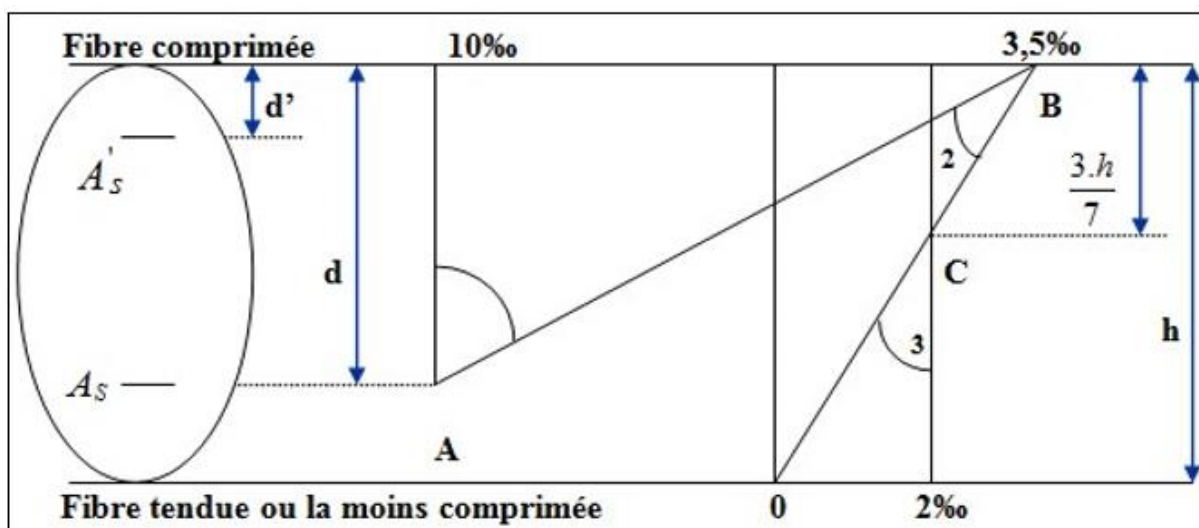


Figure 1.7 : Diagramme déformations limites de la section.

1.7.2 Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.7.2.1 Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton
 $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.8 Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.8.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Faible résistance à la traction.

1.8.1.1 Rôle du Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.8.1.2 Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

1.8.1.2.1 Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

1.8.1.2.2 Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

❖ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

❖ Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.8.1.3 Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

- ❖ 350 à 400 kg de ciment
- ❖ 175 à 200 l d'eau
- ❖ 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- ❖ Une résistance mécanique élevée.
- ❖ Un retrait minimum.
- ❖ Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

1.8.1.4 Caractéristiques mécaniques :

1.8.1.4.1 Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Poids volumique du béton de notre projet : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

1.8.1.4.2 Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

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

1.8.1.4.3 Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1.8.1.4.3.1 Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

1.8.1.4.3.2 Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

1.8.1.4.4 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- ❖ $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ❖ $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

1.8.1.5 Modèles de calcul :

1.8.1.5.1 A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

A 28 jours on à $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

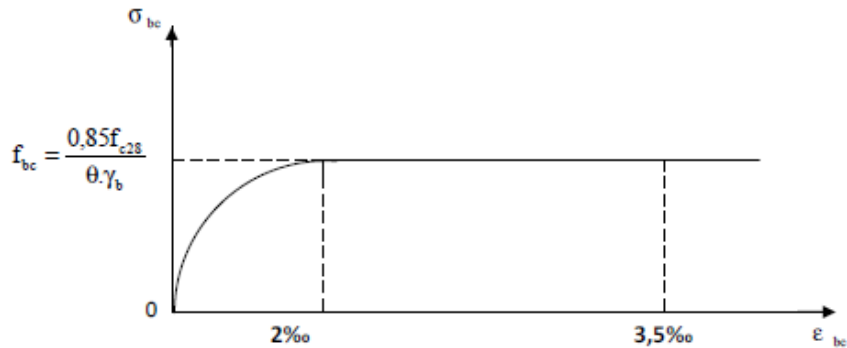
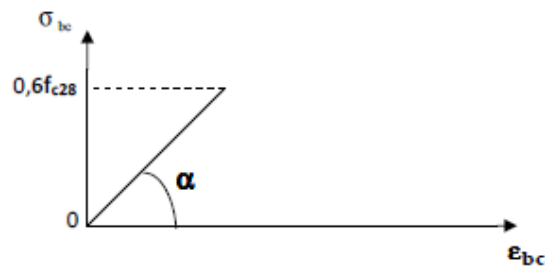


Figure 1.8 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

1.8.1.5.2 A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

1.8.1.5.2.1 Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

1.8.1.5.2.1.1 Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

1.8.1.5.2.1.2 Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_U : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

1.8.1.6 Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m S'il n'est pas armé.

2500 daN/m S'il est armé.

1.8.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : **FeE235**, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : **FeE400**, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

1.8.2.1 Caractéristiques mécaniques :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE500	400

Tableau 1.2 : Différents types d'acier.

1.8.2.2 Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

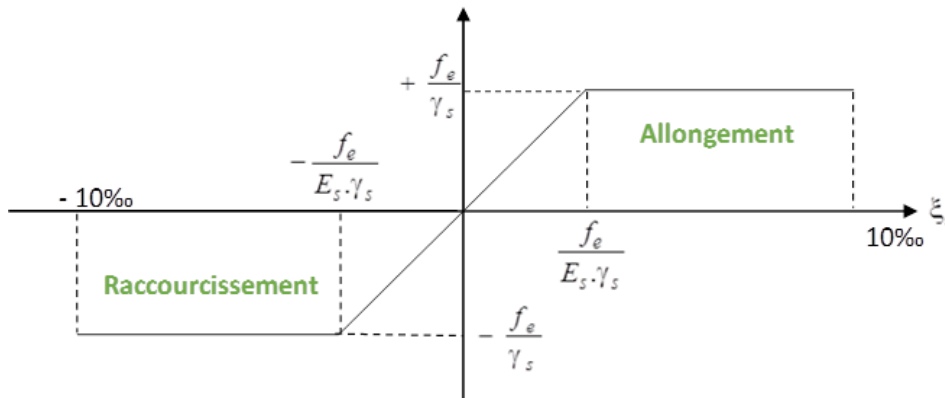


Figure 1.10 : Diagramme contrainte déformation.

1.8.2.2.1 L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

1.8.2.2.2 L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à F_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n : Coefficient de fissuration

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.9 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.9.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

1.9.2 Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

1.9.3 Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2E$.

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h-d$ avec $d = h-e$

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A. $f_e = 400 \text{ MPa}$**

Transversales : on a choisi le : **R.L. $f_e = 235 \text{ MPa}$**

1.10 Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

Chapitre 02 :
Pré dimensionnement des
éléments et Descente Des
Charges

2 Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1 Introduction :

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment : l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Ce pré dimensionnement est effectué au stade de l'avant-projet, en se référant aux nôtres règlements. Ce pré dimensionnement corrigés éventuellement au moment de l'étude.

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité.

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dûes aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

2.2 Pré dimensionnement du plancher (corps creux) :

Le Plancher à corps creux est compression d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisé à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig2.1.)

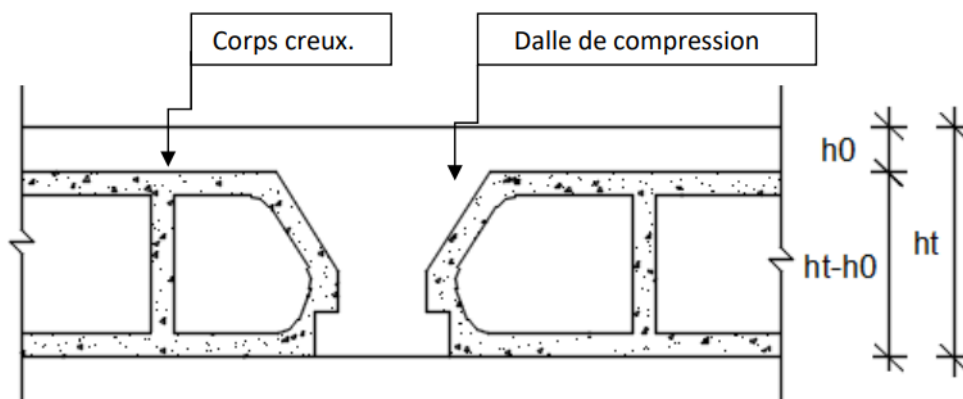


Figure 2.11 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91/7.6.8,424}]$$

Tel que :

h_t : Hauteur totale du plancher = hauteur de la poutrelle = hauteur de la dalle de compression + la hauteur du corps creux.

L : Portée entre nus d'appuis.

$$L = \text{Min} (l_{x \text{ max}} ; l_{y \text{ max}})$$

$$\text{Dans notre cas : } \min \begin{cases} l_{x \text{ max}} = 3.50 \text{ m} \\ l_{y \text{ max}} = 5.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } L = 3.50 \text{ m}$$

$$\frac{350}{25} \leq h_t \leq \frac{350}{20} \quad \Rightarrow \quad 14 \leq h_t \leq 17.50$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm.

2.3 Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Critère de flèche :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

L : Longueur de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

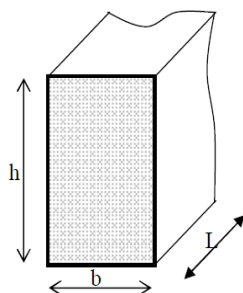


Figure 2.12 : Dimensions de poutres.

2.3.1 Poutres principales :

$$L_{\max} = 5.70 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prendra $h = 45 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 13.50 \text{ cm} \leq b \leq 31.50 \text{ cm}$$

On prendra $b = 30 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(45 \times 30)\text{cm}^2$.

➤ Vérification des conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 45 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$

Donc les conditions vérifiées.

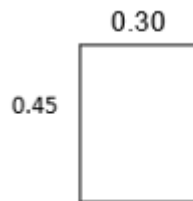


Figure 2.13 : Poutres Principale.

2.3.2 Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On prendra $h = 35 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 10.50 \text{ cm} \leq b \leq 25.50 \text{ cm}$$

On prendra $b = 30 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre secondaires est de dimensions $(35 \times 30)\text{cm}^2$.

➤ Vérification des conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 35 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$

Donc les conditions vérifiées.

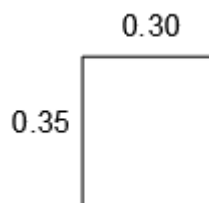


Figure 2.14 : Poutre secondaires.

2.4 Descente des charges :

2.4.1 Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

2.4.2 Plancher terrasse inaccessible :

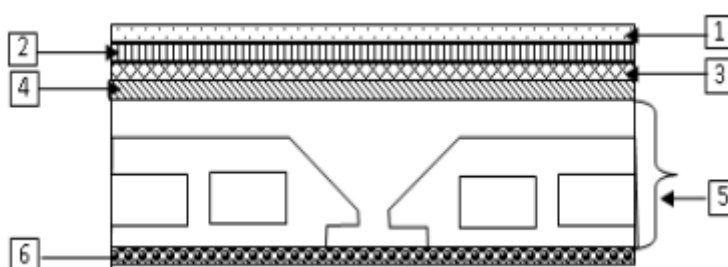


Figure 2.15 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	2,85	1	2,85
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Pare vapeur	6	0,01	0,06
Charges permanente :			6,44
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.

2.4.3 Plancher étage courant :

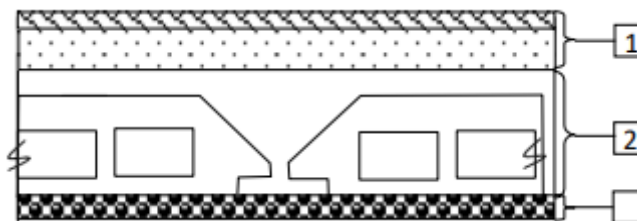


Figure 2.16 : Plancher étage courant..

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Plancher à corps creux (16+4)	2,85	1	2,85
Enduit au ciment	20	0,015	0,03
Cloisons légères	10	0,1	1
Charges permanentes			5,20
Surcharge d'exploitation			1,5

Tableau 2.4 : Plancher étage courant.

2.4.4 Balcon :

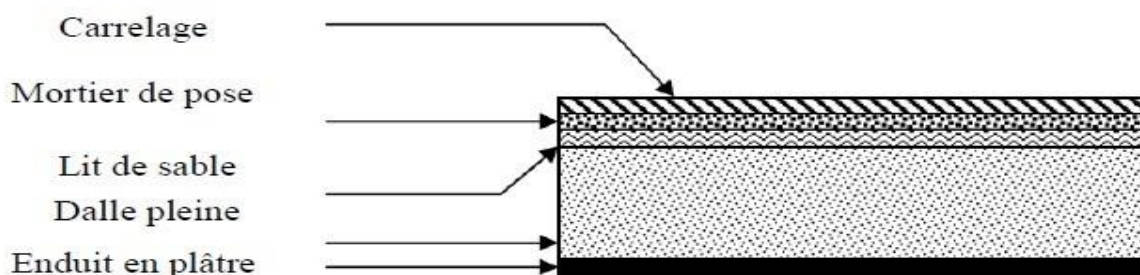


Figure 2.17 : Balcon.

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Dalle BA	25	0,15	3,75
Enduit au ciment	20	0,015	0,03
Charges permanentes			4,83
Surcharge d'exploitation			3.5

Tableau 2.5 : Balcon.

2.4.5 Murs

2.4.5.1 Murs Extérieure :

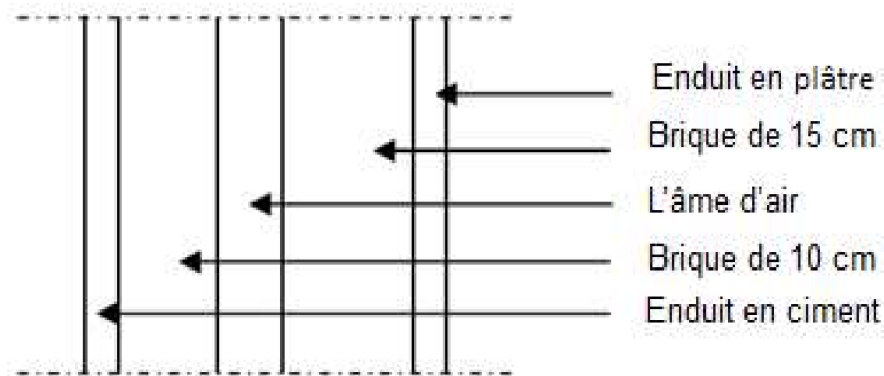


Figure 2.18 : Murs extérieure.

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Parois en brique creuse	9	0,1	0,9
Lame d'air	0	0,05	0
Parois en brique creuse	9	0,015	0,135
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Enduit au ciment	18	0,02	0,36
Charges permanentes			1,595

Tableau 2.6 : Murs extérieure.

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.4.5.2 Mure Intérieur :

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Parois en brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Enduit au ciment	18	0,02	0,36
Charges permanentes			1,46

Tableau 2.7 : Murs intérieur.

2.4.6 Escalier :

2.4.6.1 Volée (la paillasse) :

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	0,15	3,75
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.8 : Les charges de la paillasse.

2.4.6.2 Palier :

Désignation	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.9 : Les charges de palier.

2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

2.5.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs. Ils reprennent les charges et les surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations et à participer au contreventement des bâtiments.

2.5.2 Principe :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée. On procédera par la descente de charge puis par loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités (défavorables) de la structure (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Ces poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

2.5.2.1 Critère de résistance : (selon B.A.E.L 91 R 99)

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- ❖ N_u : Effort normal ultime de compression. $N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q$
- N_G : Effort normal due aux charges permanentes.
- N_Q : Effort normal due aux surcharges d'exploitations.
- ❖ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- ❖ λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).
- ❖ l_f : Longueur de flambement, dans cas : $l_f = 0.7 \times l_0$ (poteau encasté a la base et articulé au sommet).

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

- ❖ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- ❖ I : Moment d'inertie de la section ($I = \frac{h \times b^3}{12}$).
- ❖ Br : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur toute sa périphérie : $[Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02)]m^2$.

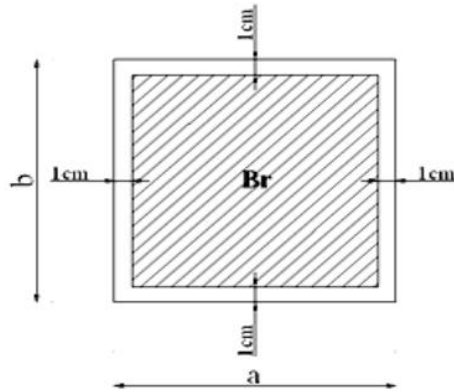


Figure 2.19 : Section réduite du poteau.

- ❖ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- ❖ f_e : Limite élastique de l'acier, ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- ❖ A_s : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul, on prend :
- ❖ $A_s = 0.8\% Br \dots$ (Zone II).
- ❖ γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5
- ❖ γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{BAEL99/art : B.8.4,1}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.702$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)}$$

$$\frac{A_s}{B} = 0.9$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Br = 0.663 N_u$$

Conditions de « RPA99 version 2003 » :

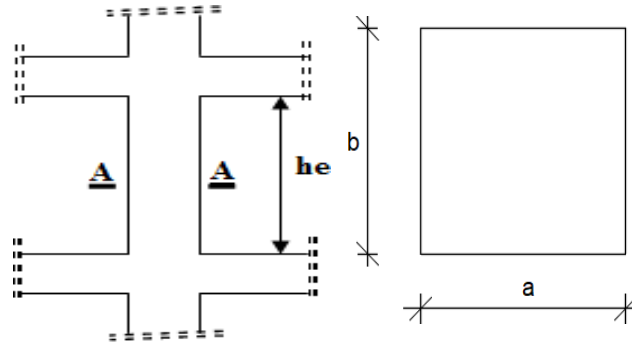


Figure 2.20 : Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I, II} \\ \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone III} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{array} \right.$$

2.5.2.2 Critère de flambent

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

$$\diamond l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\diamond i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

$$\diamond I : \text{Moment d'inertie de la section } (I = \frac{h \times b^3}{12}).$$

2.5.3 Procédure de calcul

La procédure de calcul se fera comme suit :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant le poteau le plus sollicité avec une section carrée. On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- ❖ On considère le poteau le plus sollicité.
- ❖ On calcule la surface reprise par le poteau.
- ❖ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- ❖ On amènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge D'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$Q_0, Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$ et Q_n
 Les surcharges relatives aux
 planchers 1,2..., n-1 et n à
 partir du sommet du bâtiment.

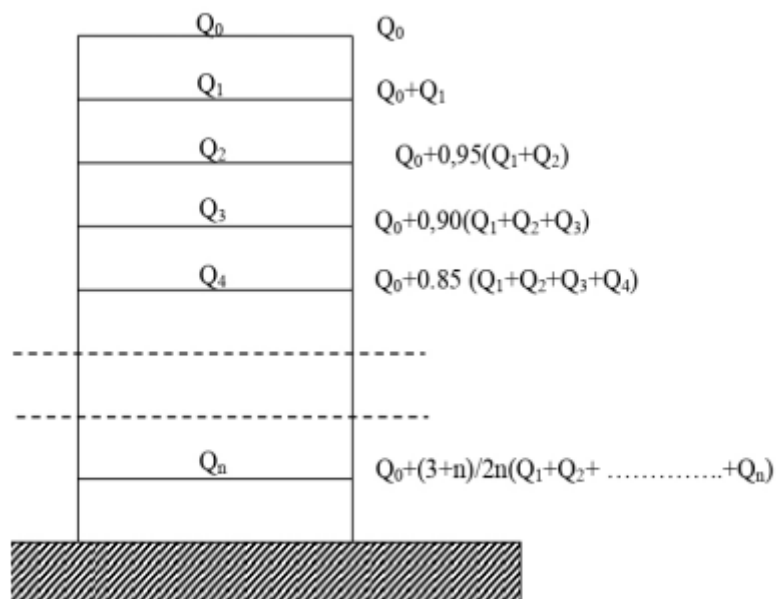


Figure 2.21 : Schéma de la loi de dégression.

Le coefficient $\frac{n+3}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Etage 9	6,44	1
Etage 8	11,64	2,5
Etage 7	16,84	3,85
Etage 6	22,04	5,05
Etage 5	27,24	6,1
Etage 4	32,44	7
Etage 3	37,64	7,75
Etage 2	42,84	8,5
Etage 1	48,04	9,25
RDC	53,21	10

Tableau 2.10 : Récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Exemple de calcul : (niveau 9^{ème} étage) La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5.2/2 + 5.7/2) \times (3.5/2 + 3.25/2) = \mathbf{18.525 \text{ m}^2}$$

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

❖ Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$p_p = 25 \times 0.45 \times 0.30 = \mathbf{3.375 \text{ KN/m}}$$

$$p_s = 25 \times 0.35 \times 0.30 = \mathbf{2.625 \text{ KN/m}}$$

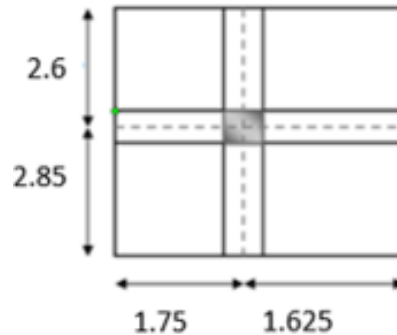


Figure 2.22 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.

❖ La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff pp}} = \frac{5.2}{2} + \frac{5.7}{2} = \mathbf{5.45 \text{ m}}$$

❖ La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff ps}} = \frac{3.5}{2} + \frac{3.25}{2} = \mathbf{3.375 \text{ m}}$$

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$p_t = p_p \times L_{\text{aff pp}} + p_s \times L_{\text{aff ps}} = 3.375 \times 5.45 + 2.625 \times 3.375 = \mathbf{27.253 \text{ KN}}$$

$$N_p = 1.35 \times P_T \times n \quad \text{Avec : } n : \text{ nombre de plancher.}$$

$$N_p = 1.35 \times 27.253 \times 1 = \mathbf{36.792 \text{ KN}}$$

❖ Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = \mathbf{6.44 \text{ KN/m}^2}$$

$$P_{\text{cumulé}} = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 1) \times 18.525 = \mathbf{188.84 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1.15 \times N_p = 1.15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1.15 \times (36.792 + 188.84) = \mathbf{259.477 \text{ KN}}$$

❖ La section réduite de béton :

$$Br \geq 0.663 \times N_u \Rightarrow Br \geq 0.663 \times 259.447 = \mathbf{172.013 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 2) \times (b - 2) \geq 172.013 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$Br = (a - 2)^2 \geq \sqrt{172.013} + 2 \Rightarrow a = b = \mathbf{15.115 \text{ cm}}$$

Donc on choisit $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse).

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

	Haute	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nuplc [KN]	Nupot [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	A [cm]	Choix [cm]
Etage 9	3,06	6,44	1,00	15,38	19,31	188,84	0,00	257,06	163,52	170,37	15,05	30,00
Etage 8	3,06	11,64	2,50	30,75	38,63	360,57	7,93	503,56	319,21	333,74	20,27	30,00
Etage 7	3,06	16,84	3,85	46,13	57,94	528,13	7,93	736,15	466,25	487,89	24,09	35,00
Etage 6	3,06	22,04	5,05	61,51	77,25	691,52	10,79	967,23	612,62	641,05	27,32	35,00
Etage 5	3,06	27,24	6,10	76,89	96,57	850,74	10,79	1190,23	754,10	788,85	30,09	40,00
Etage 4	3,06	32,44	7,00	92,26	115,88	1005,80	14,09	1412,24	895,25	935,98	32,59	40,00
Etage 3	3,06	37,64	7,75	107,64	135,19	1156,68	14,09	1625,65	1031,17	1077,43	34,82	45,00
Etage 2	3,06	42,84	8,50	123,02	154,51	1307,57	17,84	1843,37	1169,86	1221,72	36,95	45,00
Etage 1	3,06	48,04	9,25	138,40	173,82	1458,45	17,84	2056,79	1305,78	1363,17	38,92	50,00
RDC	3,06	53,21	10,00	153,77	193,13	1608,59	22,02	2274,15	1444,25	1507,23	40,82	50,00

Tableau 2.11 : Pré dimensionnement des poteaux.

Chapitre Pré 02 : dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.5.4 Conditions de « RPA99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition (1): } \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Condition (2): } \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \text{Condition (2): } \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Niveaux	Poteaux	Condition 1	he/20	Condition 2	a/b	Condition 3
Etage 9	30x30	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 8	30x30	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 7	35x35	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 6	35x35	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 5	40x40	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 4	40x40	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 3	45x45	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 2	45x45	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
Etage 1	50x50	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée
RDC	50x50	Condition vérifiée	15,3	Condition vérifiée	1	Condition vérifiée

Tableau 2.12 : Récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).

2.5.5 Conditions de flambent

Niveaux	a x b	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	I [cm]	λ	λ ≤ 35
Etage 9	30x30	306	214,200	67500,000	900	8,660	24,734	Condition vérifiée
Etage 8	30x30	306	214,200	67500,000	900	8,660	24,734	Condition vérifiée
Etage 7	35x35	306	214,200	125052,083	1225	10,104	21,200	Condition vérifiée
Etage 6	35x35	306	214,200	125052,083	1225	10,104	21,200	Condition vérifiée
Etage 5	40x40	306	214,200	213333,333	1600	11,547	18,550	Condition vérifiée
Etage 4	40x40	306	214,200	213333,333	1600	11,547	18,550	Condition vérifiée
Etage 3	45x45	306	214,200	341718,750	2025	12,990	16,489	Condition vérifiée
Etage 2	45x45	306	214,200	341718,750	2025	12,990	16,489	Condition vérifiée
Etage 1	50x50	306	214,200	520833,333	2500	14,434	14,840	Condition vérifiée
RDC	50x50	306	214,200	520833,333	2500	14,434	14,840	Condition vérifiée

Tableau 2.13 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

2.6 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq \frac{he}{20} .$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 2.3

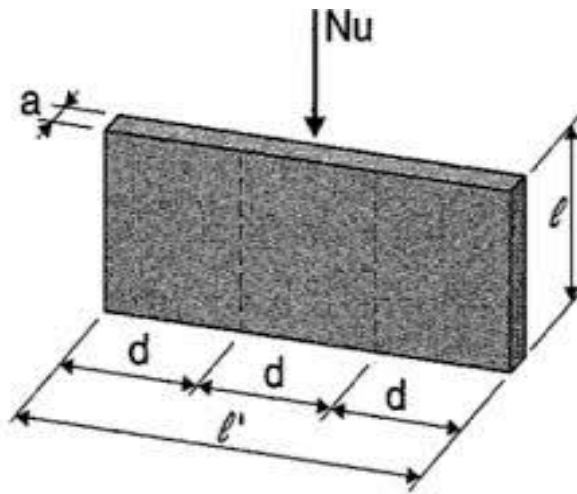


Figure 2.23 : Coupe de voile.

$$a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend **a = 25 cm**

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

On prend **L = 100 cm**

2.7 Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Chapitre 03 : Etude de plancher

3 Chapitre 03 : Etude de plancher

3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- ❖ Planchers à corps creux.
- ❖ Planchers à dalle pleine.

3.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- ❖ Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- ❖ Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé.

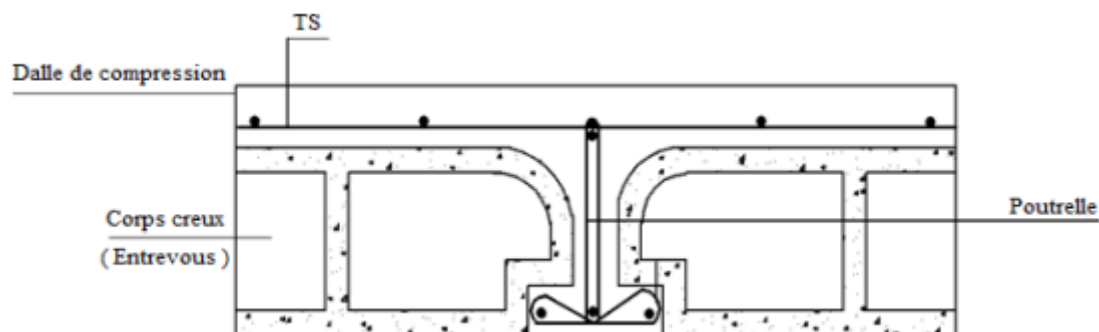


Figure 3.24 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

Chapitre 03 : Etude de plancher

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

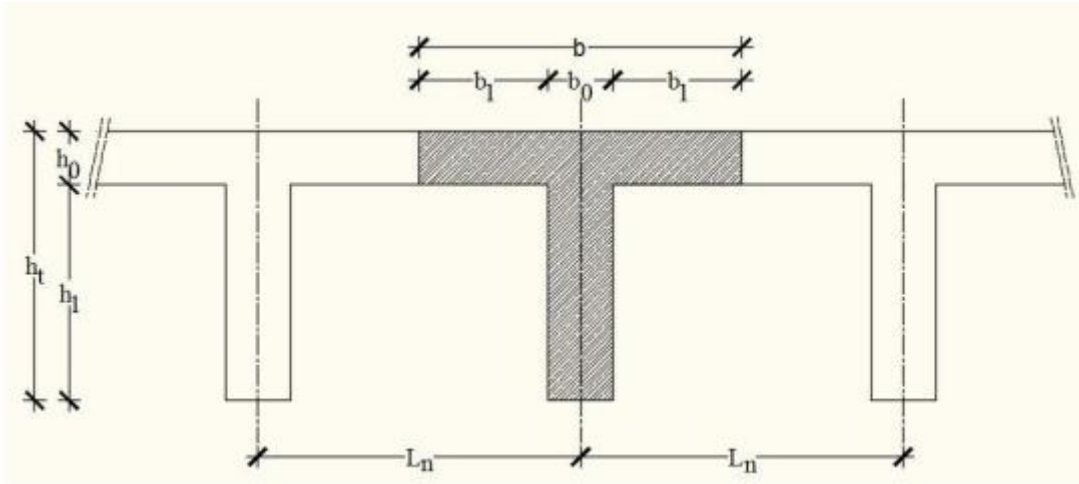


Figure 3.25 : Schéma des poutrelles.

$h_t = 20 \text{ cm}$; $h_1 = 16 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTR.B.C.2.2/Annexe C3].

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5 \text{ m}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 50 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

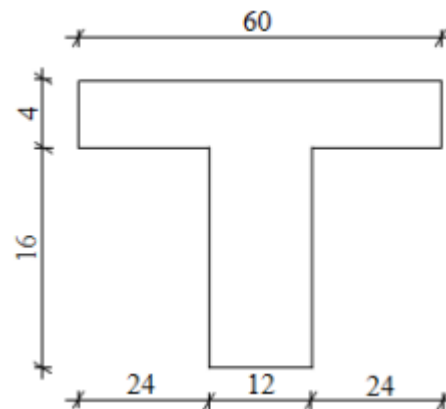


Figure 3.26 : Section de la nervure.

3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ❖ 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- ❖ 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

3.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60 \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 400 \text{ Mpa}$$

On prendra $\emptyset = 4 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

($\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}$).

3.2.2.2 Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = \mathbf{0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

($\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}$).

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 4$ (150x150) mm².

3.2.3 Evaluation de la charge :

$$\text{Etat limite ultime : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\text{Etat limite de service : } q_s = (G + Q) \times b$$

Type de plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Q _u [KN/ml]	Q _s [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	6.44	1.00	0.6	6.116	4,464
Etage courant	Habitation	5.20	1.50	0.6	5.562	4.02

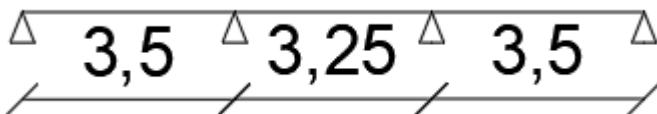
Tableau 3.14 : Evaluation des charges.

Types de poutrelles :

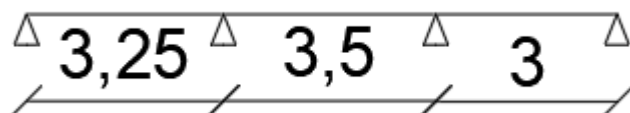
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



3.2.4 Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [B A E L 91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,21]
- ✓ Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Chapitre 03 : Etude de plancher

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max [2G ; 500] [\text{daN/m}^2]$;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0.8 ÷ 1.25)
 $(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25)$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).
 - ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
 - ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

3.2.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Plancher terrasse :

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ Pour plancher terrasse. Donc
 $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$ **Condition vérifiée.**
2. Les moments d'inerties sont constants. **Condition vérifiée.**
3. $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{3.5}{3.25} = 1.08 \leq 1.25$ **Condition vérifiée.**
4. La fissuration est peu nuisible **Condition vérifiée.**

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

3.2.4.2 Méthode forfaitaire :

(Plancher à charges d'exploitation modérées).

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ Soit : } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

α : Coefficient.

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation.

3.2.4.2.1 Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3 \times \alpha ; 1.05) \times M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Dans le cas d'une travée de intermédiaire.} \end{array} \right.$$

M_w : Le moment en appuis de gauche ;

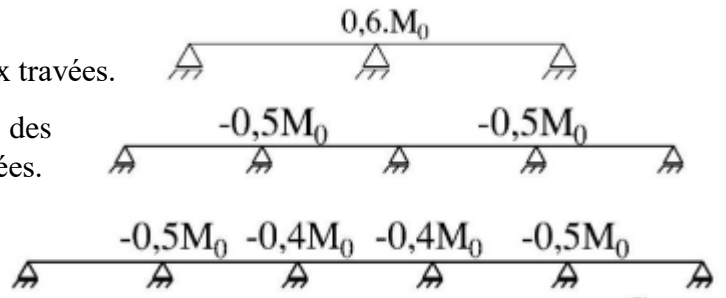
M_e : Le moment en appuis de droite

3.2.4.2.2 Moment en appuis :

$M_a \leq -0.6 \times M_0 \rightarrow$ Cas d'une poutre à deux travées.

$M_a \leq -0.5 \times M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins, des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_a \leq -0.4 \times M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires.



3.2.5 Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :

Type de poutrelle à étudiée :

Type 02 :



Figure 3.27 : Schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type .

3.2.5.1 Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.50^2}{8} = 9.366 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.25^2}{8} = 8.076 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.50^2}{8} = 9.366 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8} = 6.881 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.00^2}{8} = 6.881 \text{ KN.m}$$

$$M_{06}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.50^2}{8} = 9.366 \text{ KN.m}$$

$$M_{07}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.25^2}{8} = 8.076 \text{ KN.m}$$

$$M_{08}^U = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.116 \times 3.50^2}{8} = 9.366 \text{ KN. m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_{01}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.50^2}{8} = 6.836 \text{ KN. m}$$

$$M_{02}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.25^2}{8} = 5.894 \text{ KN. m}$$

$$M_{03}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.50^2}{8} = 6.836 \text{ KN. m}$$

$$M_{04}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8} = 5.022 \text{ KN. m}$$

$$M_{05}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.00^2}{8} = 5.022 \text{ KN. m}$$

$$M_{06}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.50^2}{8} = 6.836 \text{ KN. m}$$

$$M_{07}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.25^2}{8} = 5.894 \text{ KN. m}$$

$$M_{08}^S = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.464 \times 3.50^2}{8} = 6.836 \text{ KN. m}$$

3.2.5.2 Moment fléchissant en appuis :

- ❖ **Appuis de rives (1 et 9) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{01}^U = -0.2 \times M_{01}^U = -0.2 \times 9.366 = -1.873 \text{ KN. m}$$

$$M_{09}^U = -0.2 \times M_{09}^U = -0.2 \times 9.366 = -1.873 \text{ KN. m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_{01}^S = -0.2 \times M_{01}^S = -0.2 \times 6.836 = -1.367 \text{ KN. m}$$

$$M_{09}^S = -0.2 \times M_{09}^S = -0.2 \times 6.836 = -1.367 \text{ KN. m}$$

- ❖ **Appuis intermédiaires (2 et 8) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{02}^U = -0.5 \times \max(M_{01}^U; M_{02}^U) = -0.5 \times (9.366) = -4.683 \text{ KN. m}$$

$$M_{08}^U = -0.5 \times \max(M_{08}^U; M_{09}^U) = -0.5 \times (9.366) = -4.683 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_{02}^S = 0.5 \times \max(M_{01}^U; M_{02}^U) = -0.5 \times (6.836) = -3.418 \text{ KN.m}$$

$$M_{08}^S = 0.5 \times \max(M_{08}^U; M_{09}^U) = -0.5 \times (6.836) = -3.418 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Appuis intermédiaires (3,4,5,6 et 7) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{03}^U = -0.4 \times \max(M_{03}^U; M_{04}^U) = -0.4 \times (9.366) = -3.746 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^U = -0.4 \times \max(M_{04}^U; M_{05}^U) = -0.4 \times (9.366) = -3.746 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^U = -0.4 \times \max(M_{05}^U; M_{06}^U) = -0.4 \times (6.881) = -2.752 \text{ KN.m}$$

$$M_{06}^U = -0.4 \times \max(M_{06}^U; M_{07}^U) = -0.4 \times (6.836) = -3.746 \text{ KN.m}$$

$$M_{07}^U = -0.4 \times \max(M_{07}^U; M_{08}^U) = -0.4 \times (9.366) = -3.746 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$M_{03}^S = 0.4 \times \max(M_{03}^S; M_{04}^S) = -0.4 \times -0.4 \times (6.836) = -2.734 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^S = 0.4 \times \max(M_{04}^S; M_{05}^S) = -0.4 \times (6.836) = -2.734 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^S = 0.4 \times \max(M_{05}^S; M_{06}^S) = -0.4 \times (5.022) = -2.009 \text{ KN.m}$$

$$M_{06}^S = 0.4 \times \max(M_{06}^S; M_{07}^S) = -0.4 \times (6.836) = -2.734 \text{ KN.m}$$

$$M_{07}^S = 0.4 \times \max(M_{07}^S; M_{08}^S) = -0.4 \times -0.4 \times (6.836) = -2.734 \text{ KN.m}$$

3.2.5.3 Moment fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+q} = \frac{1}{6.44+1} = 0.134$$

- ❖ **Travées de rives :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_t^S + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^S \\ M_t^S \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

❖ Travée (1-2) et (8-9) :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{1.873+4.683}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 9.366 = \mathbf{6.556 \text{ KN.m}} \\ M_t^u = \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 9.366 = \mathbf{5.808 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_t^u = \mathbf{6.556 \text{ KN.m}}$$

• Etat limite ultime (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^S \\ M_t^S = \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{1.376+3.418}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 6.836 = \mathbf{4.785 \text{ KN.m}} \\ M_t^S = \left(\frac{1.2+0.3 \times}{2}\right) \times 6.835 = \mathbf{4.239 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_t^S = \mathbf{4.785 \text{ KN.m}}$$

❖ Travées de intermédiaires :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

• Etat limite ultime (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_t^S + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^S \\ M_t^S \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

❖ Travée (2-3) et (7-8) :

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{4.683+3.746}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 8.076 = \mathbf{4.265 \text{ KN.m}} \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 8.076 = \mathbf{4.201 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_t^u = 4.265 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^S \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{3.418+2.734}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 5.894 = 3.113 \text{ KN.m} \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.894 = 3.066 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^S = 3.113 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Travée (3.4) et (6-7) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{3.746+3.746}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 9.366 = 6.088 \text{ KN.m} \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 9.366 = 4.872 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^u = 6.088 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^S \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{2.734+2.734}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 5.894 = 4.443 \text{ KN.m} \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.894 = 3.556 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^S = 4.443 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Travée (4-5) et (5-6) :**

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05)M_0^u \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^u = -\frac{3.746+2.752}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 6.881 = 3.976 \text{ KN.m} \\ M_t^u = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 6.881 = 3.579 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^u = 3.976 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{M_w + M_e}{2} + \max(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0^S \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^S \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^S = -\frac{2.734+2.009}{2} + \max(1 + 0.3 \times ; 1.05) \times 5.022 = \mathbf{2.901 \text{ KN.m}} \\ M_t^S = \left(\frac{1+0.3 \times 0.134}{2}\right) \times 5.022 = \mathbf{2.612 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_t^S = \mathbf{2.901 \text{ KN.m}}$$

3.2.5.4 Efforts tranchants :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.116 \times 3.5}{2} = \mathbf{10.704 \text{ KN}}$$

$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.116 \times 3.25}{2} = \mathbf{9.939 \text{ KN}}$$

$$T_{03}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{6.116 \times 3.5}{2} = \mathbf{10.704 \text{ KN}}$$

$$T_{04}^u = \frac{q_u \times l_4}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$$

$$T_{05}^u = \frac{q_u \times l_5}{2} = \frac{6.116 \times 3}{2} = \mathbf{9.175 \text{ KN}}$$

$$T_{06}^u = \frac{q_u \times l_6}{2} = \frac{6.116 \times 3.5}{2} = \mathbf{10.704 \text{ KN}}$$

$$T_{07}^u = \frac{q_u \times l_7}{2} = \frac{6.116 \times 3.25}{2} = \mathbf{9.939 \text{ KN}}$$

$$T_{08}^u = \frac{q_u \times l_8}{2} = \frac{6.116 \times 3.5}{2} = \mathbf{10.704 \text{ KN}}$$

- **Etat limite ultime (E.L.S) :**

$$T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.464 \times 3.5}{2} = \mathbf{7.254 \text{ KN}}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.464 \times 3.25}{2} = \mathbf{7.812 \text{ KN}}$$

$$T_{03}^s = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4.464 \times 3.5}{2} = \mathbf{7.254 \text{ KN}}$$

$$T_{04}^s = \frac{q_s \times l_4}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$$

$$T_{05}^s = \frac{q_s \times l_5}{2} = \frac{4.464 \times 3}{2} = \mathbf{6.696 \text{ KN}}$$

$$T_{06}^s = \frac{q_s \times l_6}{2} = \frac{4.464 \times 3.5}{2} = 7.254 \text{ KN}$$

$$T_{07}^s = \frac{q_s \times l_7}{2} = \frac{4.464 \times 3.25}{2} = 7.812 \text{ KN}$$

$$T_{08}^s = \frac{q_s \times l_8}{2} = \frac{4.464 \times 3.5}{2} = 7.254 \text{ KN}$$

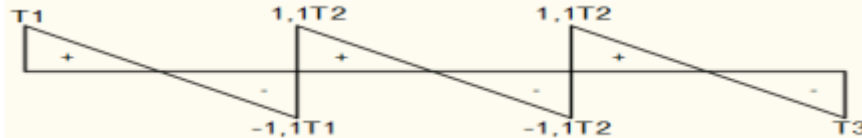


Figure 3.28 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (01) travées.

• Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_1^u = 10.704 \text{ KN}$$

$$T_2^u = -1.1 \times 10.704 = -11.774 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 1.1 \times 9.939 = 10.933 \text{ KN}$$

$$T_3^u = -1.1 \times 9.939 = -10.933 \text{ KN}$$

$$T_3^u = 1.1 \times 10.704 = 11.774 \text{ KN}$$

$$T_4^u = -1.1 \times 10.704 = -11.774 \text{ KN}$$

$$T_4^u = 1.1 \times 9.175 = 10.093 \text{ KN}$$

$$T_5^u = -1.1 \times 9.175 = -10.093 \text{ KN}$$

$$T_5^u = 1.1 \times 9.175 = 10.093 \text{ KN}$$

$$T_6^u = -1.1 \times 9.175 = -10.933 \text{ KN}$$

$$T_6^u = 1.1 \times 10.704 = 11.774 \text{ KN}$$

$$T_7^u = 1.1 \times 9.939 = 10.933 \text{ KN}$$

$$T_7^u = -1.1 \times 10.704 = -11.774 \text{ KN}$$

$$T_8^u = 1.1 \times 10.704 = 11.774 \text{ KN}$$

$$T_8^u = -1.1 \times 9.939 = -10.933 \text{ KN}$$

$$T_9^u = -10.704 \text{ KN}$$

• Etat limite ultime (E.L.S) :

$$T_1^s = -7.254 \text{ KN}$$

$$T_2^s = -1.1 \times 7.254 = -7.979 \text{ KN}$$

$$T_2^S = 1.1 \times 7.812 = 8.593 \text{ KN}$$

$$T_3^S = -1.1 \times 7.812 = -8.593 \text{ KN}$$

$$T_3^S = 1.1 \times 7.254 = 7.979 \text{ KN}$$

$$T_4^S = -1.1 \times 7.254 = -7.979 \text{ KN}$$

$$T_4^S = 1.1 \times 6.696 = 7.366 \text{ KN}$$

$$T_5^S = -1.1 \times 6.696 = -7.366 \text{ KN}$$

$$T_5^S = 1.1 \times 6.696 = 7.366 \text{ KN}$$

$$T_6^S = 1.1 \times 6.696 = 7.366 \text{ KN}$$

$$T_7^S = 1.1 \times 7.812 = 8.593 \text{ KN}$$

$$T_7^S = 1.1 \times 7.812 = 8.593 \text{ KN}$$

$$T_7^S = -1.1 \times 7.254 = -7.979 \text{ KN}$$

$$T_8^S = 1.1 \times 7.254 = 7.979 \text{ KN}$$

$$T_8^S = -1.1 \times 7.812 = -8.593 \text{ KN}$$

$$T_9^S = 7.254 \text{ KN}$$

3.2.6 Détermination des armatures :

3.2.6.1 En travée :

3.2.6.1.1 Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 6.556 \text{ KN.m}$$

3.2.6.1.1.1 Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

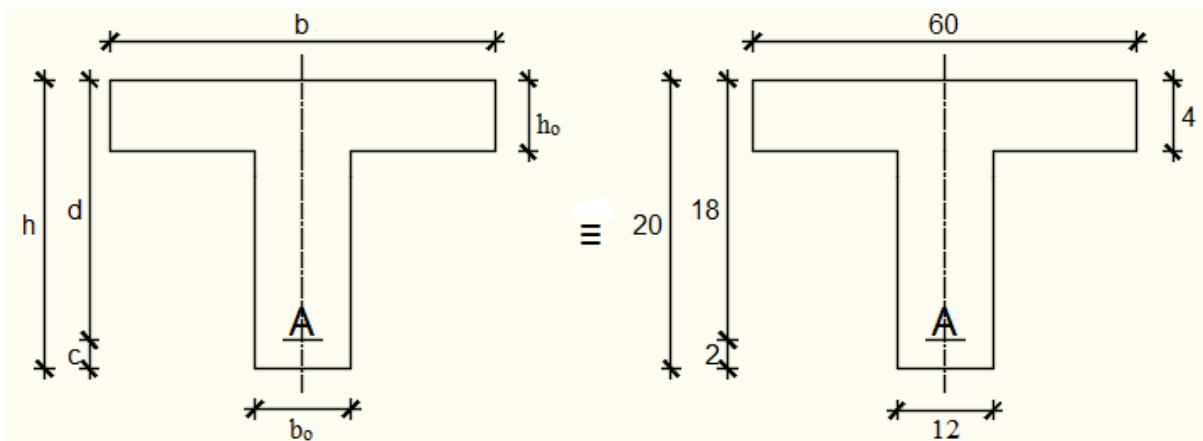


Figure 3.29 : Section de calcul.

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54.400 \text{ KN.m}$$

$M_T^u = 6556 \text{ N.m} < M_T = 54400 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

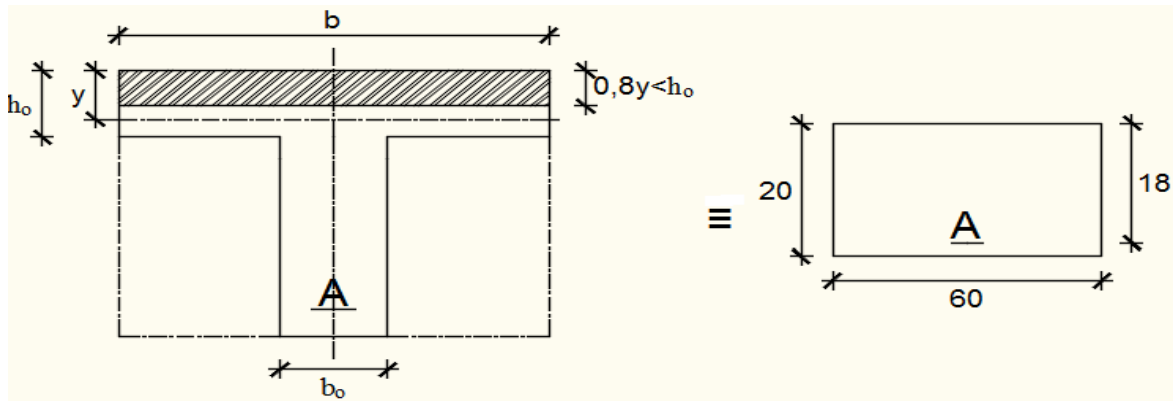


Figure 3.30 : Section de calcul en travée.

3.2.6.1.1.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{6.556 \times 10^3}{60 \times 14.2 \times 18^2} = 0.0238$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.02) = 0.016$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.02$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = 1.74$$

$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$

$\mu = 0.0238 < \mu_1 = 0.016$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0238$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0238)}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.030 = 0.988$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6556}{0.988 \times 348 \times 18} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 3T10 = 2.36 cm²

3.2.6.1.1.3 Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es-0.445 \times d}{es-0.185 \times d} = 0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

3.2.6.1.2 Vérification à l'ELS :

3.2.6.1.2.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y1^2 - 15 \times A_s \times (d - y1) = 30 \times y1^2 + 35.40 \times y1 - 637.20$$

$$y1 = \mathbf{4.06 \text{ cm}}$$

3.2.6.1.2.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{60 \times 4.06^3}{12} + 15 \times (2.36 \times (18 - 4.06)) = \mathbf{20230.83 \text{ cm}^4}$$

3.2.6.1.2.3 Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{4.785}{20230.83} \times 4.06 = \mathbf{6.594 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.594 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.2.6.1.2.4 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 4.785}{20230.83} \times (18 - 4.06) = \mathbf{4.947 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{4.947 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.2.6.2 En appui :

3.2.6.2.1 Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = \mathbf{-4.683 \text{ KN.m}}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient

pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

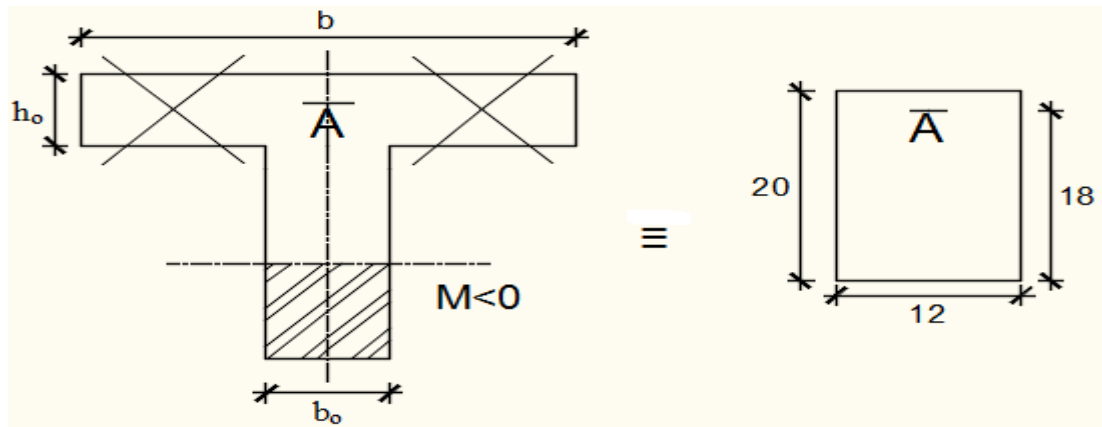


Figure 3.31 : Section de calcul en appuis.

3.2.6.2.1.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.683 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times 18^2} = \mathbf{0.0850}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.02) = \mathbf{0.016}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.02}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = 0.0238 < \mu_l = 0.016$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \mathbf{0.0850}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0850}) = \mathbf{0.111}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.111 = \mathbf{0.956}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4683}{0.956 \times 348 \times 18} = \mathbf{0.78 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } 1T10 = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

3.2.6.2.1.2 Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

3.2.6.2.2 Vérification à l'ELS :

3.2.6.2.2.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 6 \times y_1^2 + 30.15 \times y_1 - 542.70$$

$$y_1 = \mathbf{7.32 \text{ cm}}$$

3.2.6.2.2.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{6 \times 7.32^3}{12} + 15 \times (0.79 \times (18 - 7.32)) = \mathbf{19152.81 \text{ cm}^4}$$

3.2.6.2.2.3 Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{3.418}{19152.81} \times 7.32 = \mathbf{13.071 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{13.071 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.2.6.2.2.4 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 3.4185}{19152.81} \times (18 - 7.32) = \mathbf{2.852 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{2.852 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

3.2.7 Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = \mathbf{10.704 \text{ KN}}$$

3.2.7.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 20 = \mathbf{18 \text{ cm}}$

$$T_u^{\max} = \mathbf{10.704 \text{ KN}} \leq 0.267 \times 18 \times 12 \times 25 = \mathbf{128.304 \text{ KN}}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \geq \frac{1.15}{400} \left[10704 + \frac{4.683}{0.9 \times 20} \right] \times 10^{-2} = \mathbf{0.51 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.704}{12 \times 18 \times 100} = \mathbf{0.496 \text{ MPa}}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$

$\tau_u = \mathbf{0.496 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.34 \text{ MPa}} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\text{min}} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $2\phi 6$ $A_t = \mathbf{0.56 \text{ cm}^2}$

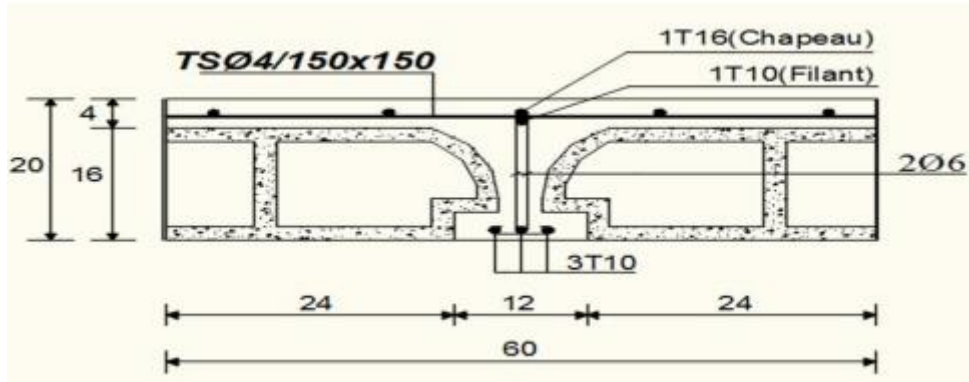


Figure 3.32 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$k = 1 \text{ (Flexion simple)}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.496 - 0.3 \times 2.1)} = \mathbf{65.26 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(18; 40) = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = \mathbf{27.42 \text{ cm}}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Donc : on adopte $\delta_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

3.2.8 Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. Annexe D]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{3.5} = 0.057 > 0.063 \text{ Avec : } L = 5 \text{ m (la plus grande portée)} \Rightarrow \mathbf{\text{condition non vérifiée.}}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_0^s = \mathbf{6.836 \text{ KN.m}} \quad \text{Avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$0.04 < \frac{1}{10} \left(\frac{4.785}{6.836} \right) = 0.070 \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.36}{12 \times 18} = \mathbf{0.0109} \leq \frac{4.2}{f_e} = \mathbf{0.0178} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 6.44 = \mathbf{4.272 \text{ KN/ml}}$$

$j = g$: charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = g = \mathbf{4.272 \text{ KN/ml}}$
(Planche terrasse) et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (6.44 + 1) \times 0,6 = \mathbf{4.872 \text{ KN/ml}}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

3.2.8.1 Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = \frac{q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{4.272 \times 3.5^2}{8} = \mathbf{6.542 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{tp} = \frac{q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{4.872 \times 3.5^2}{8} = \mathbf{7.460 \text{ KN/ml}}$$

3.2.8.2 Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

3.2.8.3 Calcul des moments inertie fictifs :

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

3.2.8.4 Coordonnées du centre de gravité :

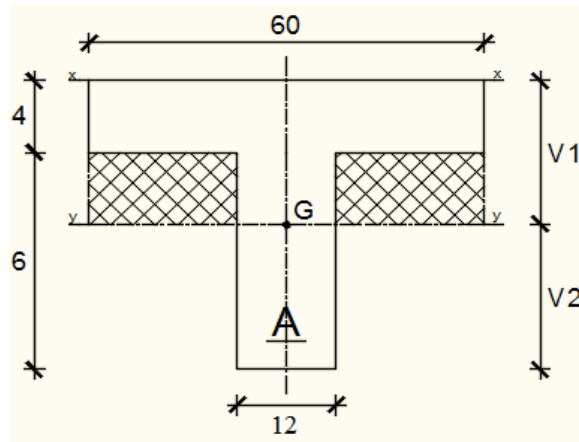


Figure 3.33 : Section de calcul.

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0)}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times \frac{4}{2} + 12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4)}$$

$$V_1 = \mathbf{6.44 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.44 = \mathbf{13.56 \text{ cm}}$$

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \mathbf{15539.84 \text{ cm}^4}$$

3.2.8.5 Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \text{ tableau } \beta_1 = 0.856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6542}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 179.908 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7460}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 205.154 \text{ MPa}$$

3.2.8.6 Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 179.908 + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 205.154 + 2.1} = 0.67$$

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

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 15539.84}{1 + 3.69 \times 0.63} = 4994.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 15539.84}{1 + 1.47 \times 0.63} = 8874.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 15539.84}{1 + 3.69 \times 0.67} = 4922.91 \text{ cm}^4$$

3.2.8.7 Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{gt}^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6.542 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 8874.84} = 0.83 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{gt}^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6.542 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 4994.70} = 0.50 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{pt}^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7.460 \times 3.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 4922.91} = 0.58 \text{ cm}$$

3.2.8.8 La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.83 - 0.50) + (0.58 - 0.50)$$

$$\Delta_{ft} = 0.41 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

$$f = 0,41 < \bar{f} = 0.7 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2 Ø6
En Appui	1 HA16	2 Ø6

Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4 Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.1 Etude d'acrotère :

4.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

4.1.2 L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

4.1.3 Calcul des sollicitations :

4.1.3.1 Charge permanente :

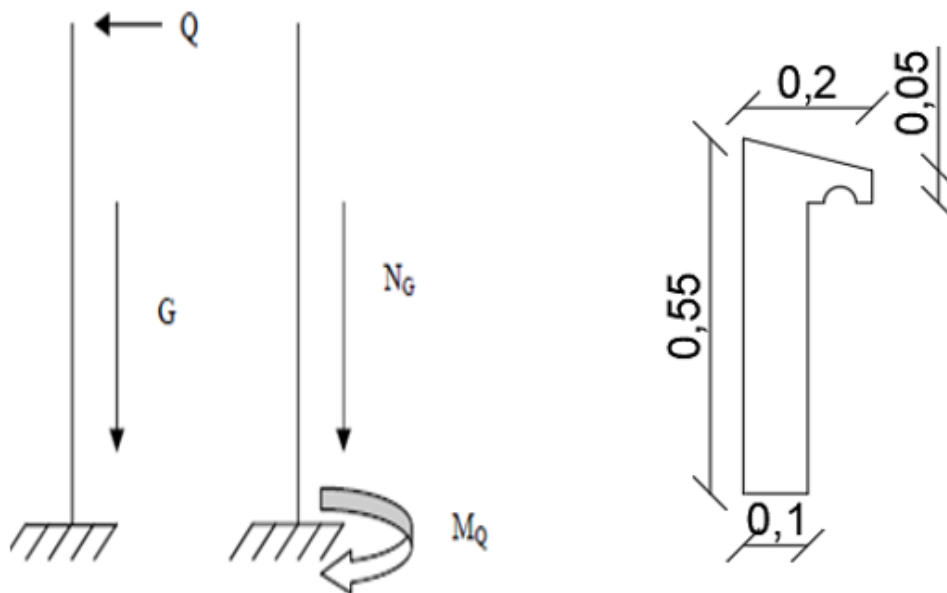


Figure 4.34 : Coupe transversal de l'acrotère et Schéma statique de l'acrotère.

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec :

γ_b : poids volumique de béton.

S : surface de l'acrotère.

$$S_1 = 0,2 \times 0,05 = \mathbf{0,01 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0,1 \times 0,45 = \mathbf{0,045 \text{ m}^2}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$S_4 = \frac{0.05 \times 0.2}{2} = 0.05 \text{ m}^2$$

$$S = 0.01 + 0.045 + 0.01 = 0.06 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.060 \times 25 = 1.5 \text{ kg/ml}$$

4.1.3.2 Charge d'exploitation :

$$Q = \max(0.72 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \quad Q = 1 \text{ KN}$$

4.1.3.3 La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$A = 0.15 \quad \text{Coefficient d'accélération de la zone II.}$$

$$W_p = 1.5 \text{ kg/ml} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0.8 \text{ KN} \quad \text{Facteur de la force horizontale.}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5 = 0.72 \text{ kg/ml}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

4.1.4 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

4.1.4.1 ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.5 = 2.025 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.55 = 0.825 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

4.1.4.2 ELS :

$$N_s = G = 1.50 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.55 = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

4.1.5 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

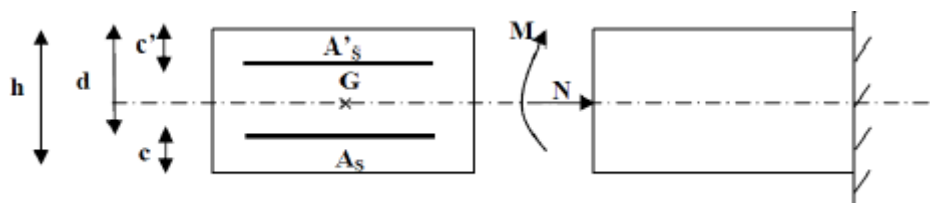


Figure 4.35 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.1.5.1 ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.825}{2.025} = \mathbf{0.407 \text{ m}}$$

$$eu = \mathbf{0.407 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment f_i à la flexion composée.

4.1.6 Calcul en flexion simple :

4.1.6.1 Moment fictif :

$$M_1 = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 0.825 \times \left(0.376 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{0.759 \text{ KN.m}}$$

4.1.6.2 Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.759 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.007}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.016) = \mathbf{0.013}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.016}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = \mathbf{0.007} < \mu_l = \mathbf{0.016}$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.1.6.3 Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.007}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000e_l > 1000e_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.007)}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = \mathbf{0.996}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{759000}{0.996 \times 348 \times 8} = \mathbf{0.28 \text{ cm}^2}$$

4.1.7 Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.27 - \frac{0.825}{348} = \mathbf{0.27 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(0.27; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$

Soit : $7T12 = \mathbf{3.52 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$

4.1.7.1 Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{\text{cho}}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : $3T12 = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

4.1.8 Vérifications à l'ELU :

4.1.8.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{25}{400} \times \frac{0.367 - 0.445 \times 8}{0.367 - 0.1855 \times 8} =$$

$$\mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.55}{1.50} = \mathbf{0.367 \text{ m}}$$

$$A_{\text{min}} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{3.52 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

4.1.8.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -1.5 \times 1 = \mathbf{-1.5 \text{ KN}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \overline{\tau_u} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = \mathbf{0.019 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.019 \text{ MPa}} < \overline{\tau_u} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.1.8.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

n : nombre de barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \varnothing = 7 \times \pi \times 8 = \mathbf{16.76 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.50 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 16.76} = \mathbf{1.243 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.243 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.1.8.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{28.22 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 28.22 = \mathbf{22.58 \text{ cm}}$$

4.1.8.5 Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée.

4.1.9 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$$

$$M_s = \mathbf{0.55 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.1.9.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y1^2 - 15 \times A_s \times (d - y1) = 50 \times y1^2 + 52.80 \times y1 - 422.40$$

$$y1 = 2.43 \text{ cm}$$

4.1.9.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 2.43^3}{12} + 15 \times (5.50 \times (8 - 2.43)^2) = 2116.41 \text{ cm}^4$$

4.1.9.3 Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{0.55}{2116.41} \times 2.43 = 0.026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.1.9.4 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 0.55}{2116.41} \times (8 - 2.43) = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.022 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.1.9.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

C_p = 0.8 (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5 = 0.774 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.774 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

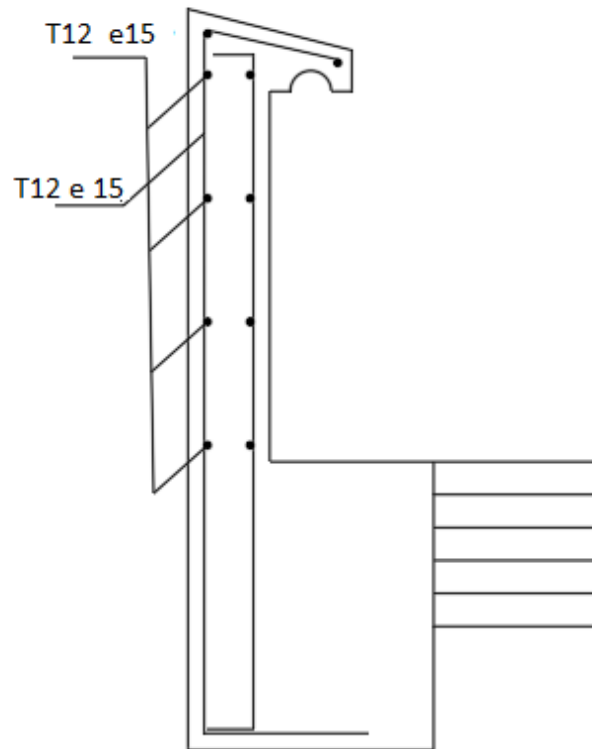


Figure 4.36 : Ferraillage de l'acrotère.

4.2 Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q.

Le calcul se fera pour une bande de **1.30 m**.

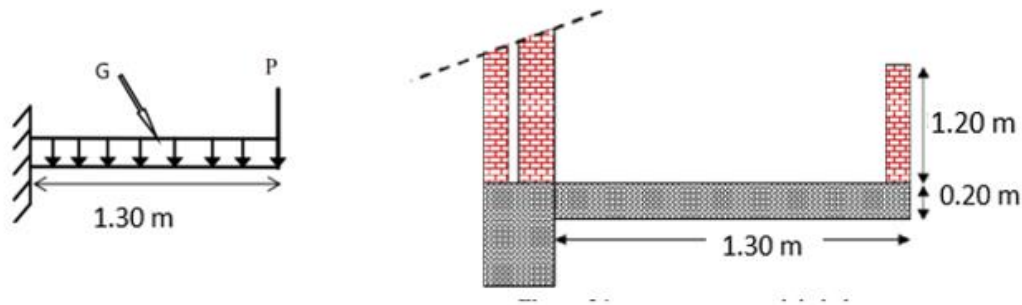


Figure 4.37 : Schéma statique et coupe transversal du balcon.

4.2.1 Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

4.2.2 Détermination des charges :

4.2.2.1 Descente de charges :

Charges permanentes :

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G [KN/m ²]
Carrelage +sable+ Mortier de pose	1,05	1	1,05
Dalle BA	25	0,15	3,75
Enduit au ciment	20	0,015	0,03
Charges permanentes			4,83

Tableau 4.16 : Balcon.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

4.2.2.2 Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = G \times L = 4.83 \times 1.3 = 6.279 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1 \times 1.5 = 1.950 \text{ KN}$$

4.2.2.3 Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = Q \times L = 3.5 \times 1.3 = 4.550 \text{ KN/m}$

4.2.3 Calcul à l'état limite ultime et servis (ELU et ELS) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

4.2.3.1 Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.279 + 1.5 \times 4.550 = 15.302 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.950 = 2.633 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 6.279 + 4.550 = 10.829 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.560 \text{ KN}$$

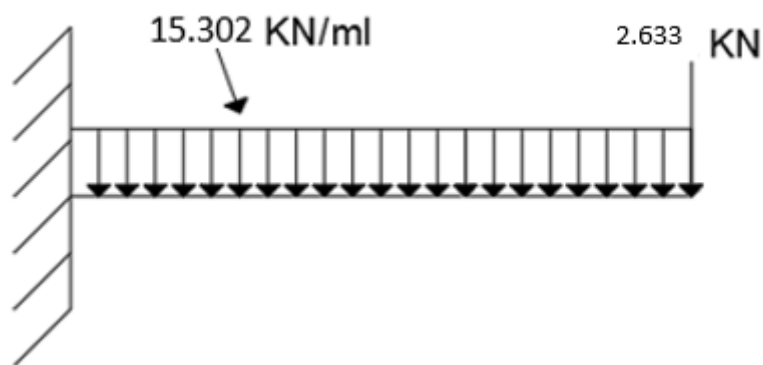


Figure 4.38 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

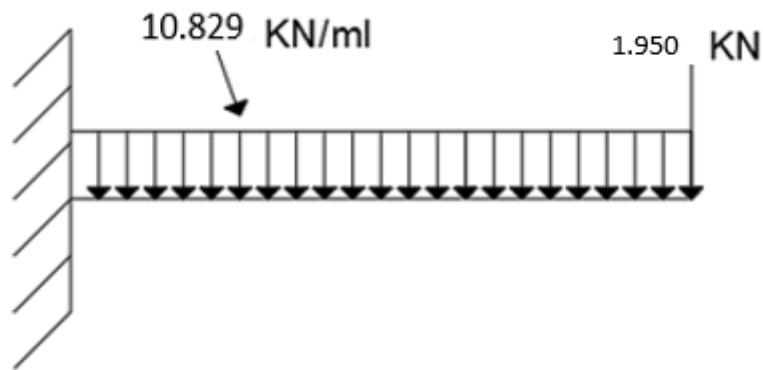


Schéma statique de calcul à l'ELS.

4.2.3.2 Calcul des efforts internes :

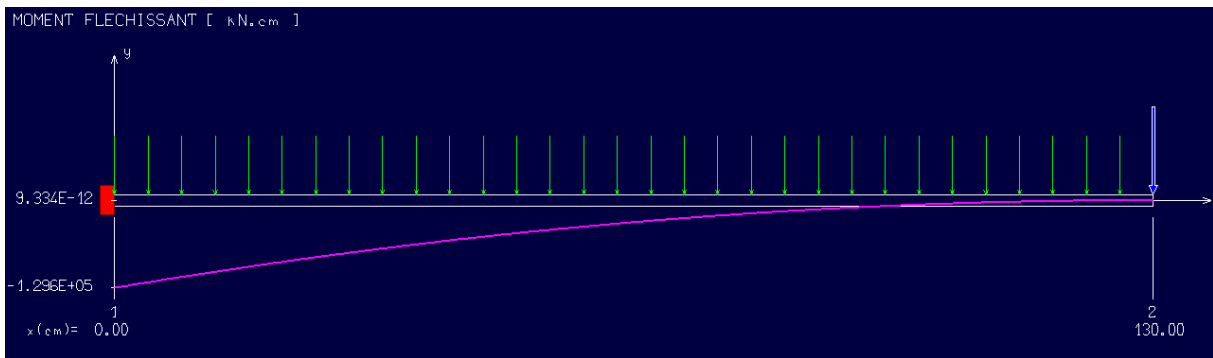


Figure 4.39 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

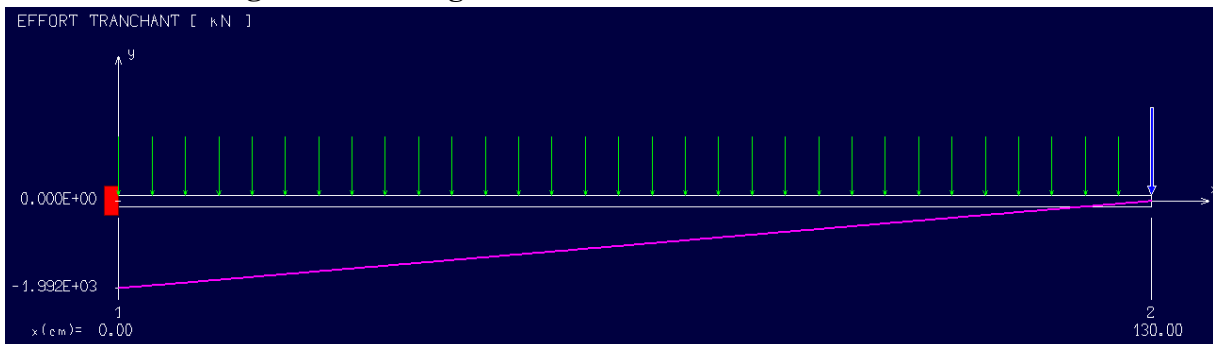


Figure 4.40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

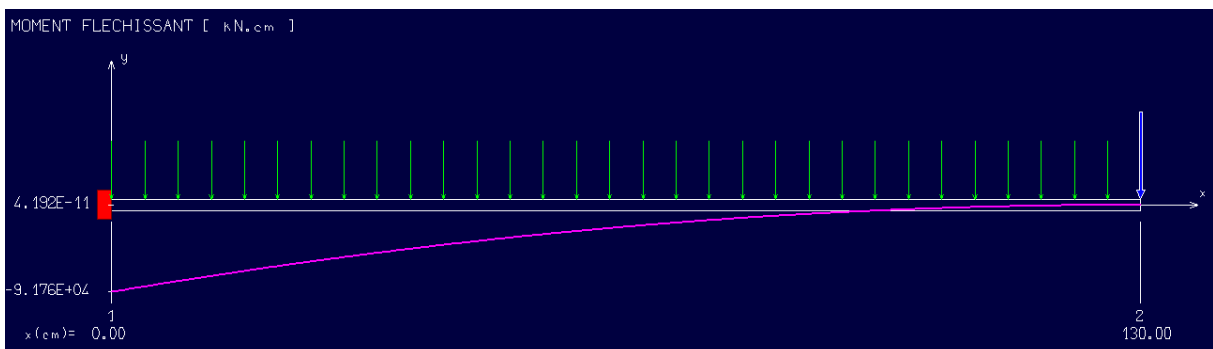


Figure 4.41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

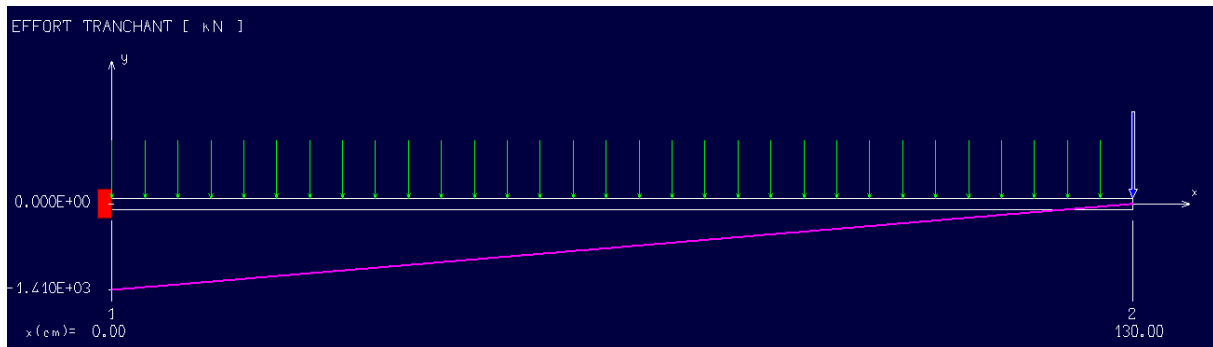


Figure 4.42 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.2.4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion simple. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 3 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.2.4.1 Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{12.96 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.0541}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \times \alpha_1) = 0.8 \times 0.02 (1 - 0.4 \times 0.016) = \mathbf{0.013}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{2}{2 + 1.74} = \mathbf{0.009}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1.15 \times 20000} = \mathbf{1.74}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} : \text{ pour flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} : \text{ pour flexion simple.} \end{array} \right.$$

$\mu = \mathbf{0.0541} < \mu_l = \mathbf{0.186}$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.2.4.2 Armatures principales :

$$\mu = \mathbf{0.0541}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0541)}) = \mathbf{0.070}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = \mathbf{0.972}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$A_s = \frac{M}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{12960}{0.972 \times 348 \times 13} = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(2.36; 1.26) = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$

Soit : 7T10 = $\mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/m}}$

4.2.4.3 Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.38 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T12 = $\mathbf{4.25 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

4.2.5 Vérifications à l'ELU :

4.2.5.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (Met N)

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{5.50 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

4.2.5.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{-19.920 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.920 \times 10^3}{100 \times 13} = \mathbf{0.153 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.153 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.2.5.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Ψ : Barres de haute adhérence.

n : nombre de barres.

$$\sum u = n \times \pi \times \varnothing = 7 \times \pi \times 8 = \mathbf{16.76 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-19.920 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 167.6} = \mathbf{1.014 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.015 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.2.5.4 Longueur de scellement droit :

4.2.5.4.1 Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30.86 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35 = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

4.2.5.5 Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{24.69 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{25 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

4.2.5.6 Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5 ,33 BAEL99)

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.2.5.6.1 Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.2.5.6.2 Armature transversale :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 35 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.2.6 Vérification à l'ELS :

4.2.6.1 Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 82.50 \times y_1 - 1072.50$$

$$y_1 = 3.88 \text{ cm}$$

4.2.6.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.38^3}{12} + 15 \times (5.50 \times (13 - 3.38)^2) = 8808.92 \text{ cm}^4$$

4.2.6.3 Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{9170}{8808.92} \times 3.38 = 0.104 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.104 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.2.6.4 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 9170}{8808.92} \times (13 - 3.38) = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.142 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.2.7 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{12.446}{10 \times 12.446} = 0.1 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.50}{100 \times 13} = 0.00423 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

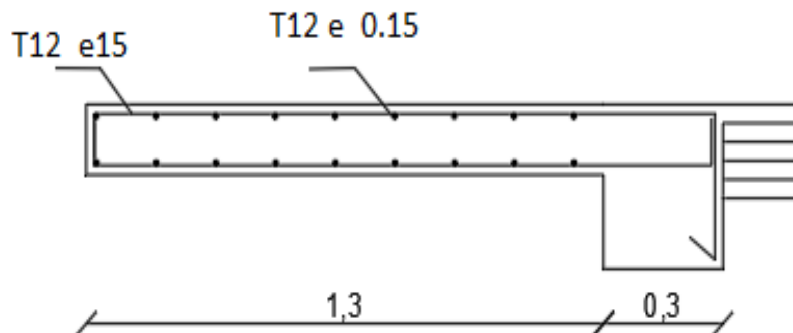


Figure 4.43 : Schéma de ferrailage balcon.

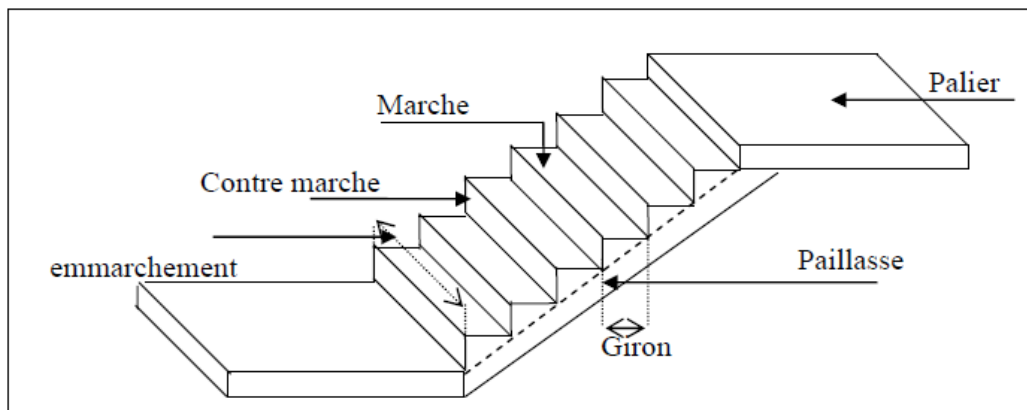
4.3 Etude d'escalier :

4.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

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



Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Figure 4.44 : Différents éléments d'un escalier.

4.3.3 Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

4.3.3.1 Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition vérifiée.

4.3.3.2 Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

4.3.3.3 Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

4.3.3.4 La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

4.3.3.5 L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

4.3.3.6 La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) :

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm}$$

4.3.3.7 L'épaisseur de la paillasse et le palier :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$ la paillasse et le palier

4.3.4 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

4.3.4.1 Charges permanentes :

4.3.4.1.1 Palier :

Désignation	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3,75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit en ciment	20	0,02	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 4.17 : Les charges de Palier.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.3.4.1.2 Pillasse :

Matériaux	Pois volumique [KN/m ²]	EP [m]	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	0,15	3,75
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâte	10	0,02	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 4.18 : Les charges de la paillasse.

4.3.4.2 Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

Avec :

G : poids volumique de mur extérieur.
 H: hauteur d'étage.
 e : épaisseur du palier.

4.3.4.3 Combinaison de charges :

4.3.4.3.1 Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{10.217 \text{ KN/ml}}$

Paillasse : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{12.890 \text{ KN/ml}}$

4.3.4.3.2 Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.290 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{2s} = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.270 \text{ KN/ml}$

4.3.4.4 Le schéma statique :

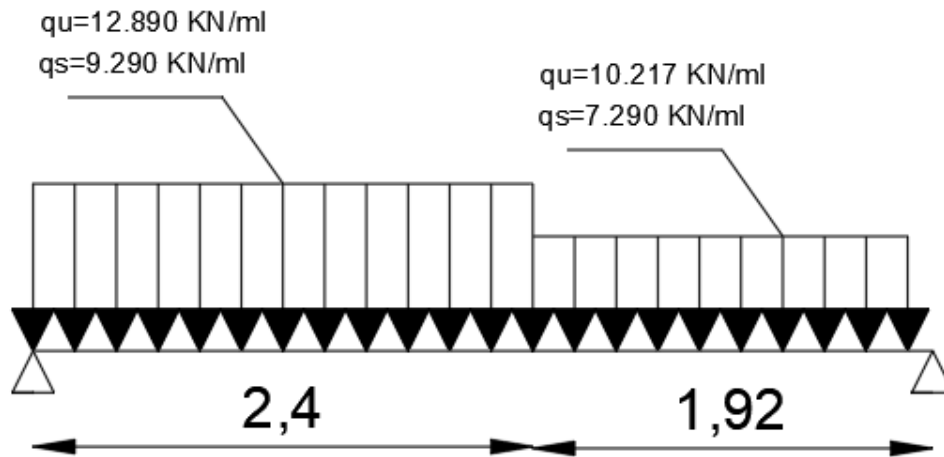


Figure 4.45 : Schéma statique des escaliers.

4.3.5 Calcul des efforts internes :

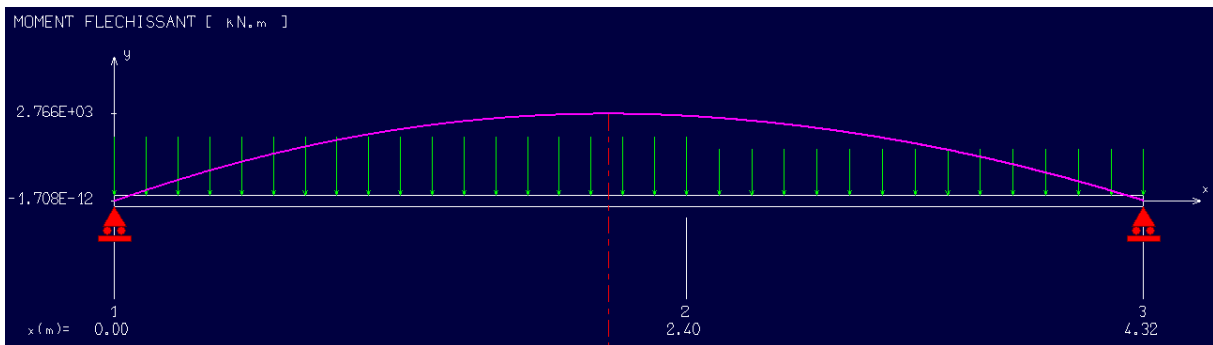


Figure 4.46 : : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

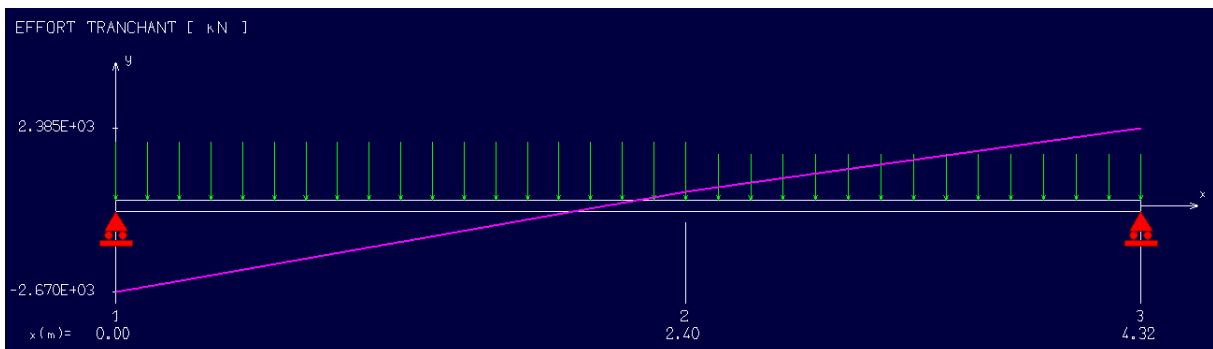


Figure 4.47 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

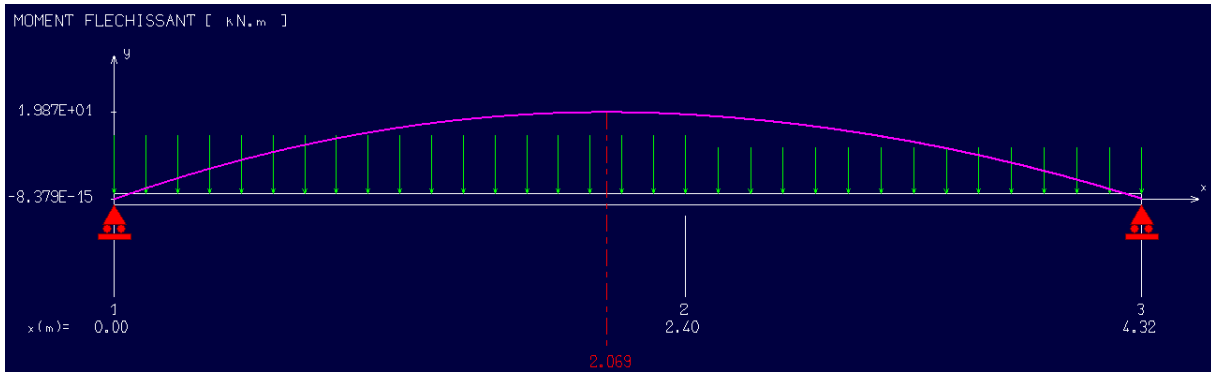


Figure 4.48 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

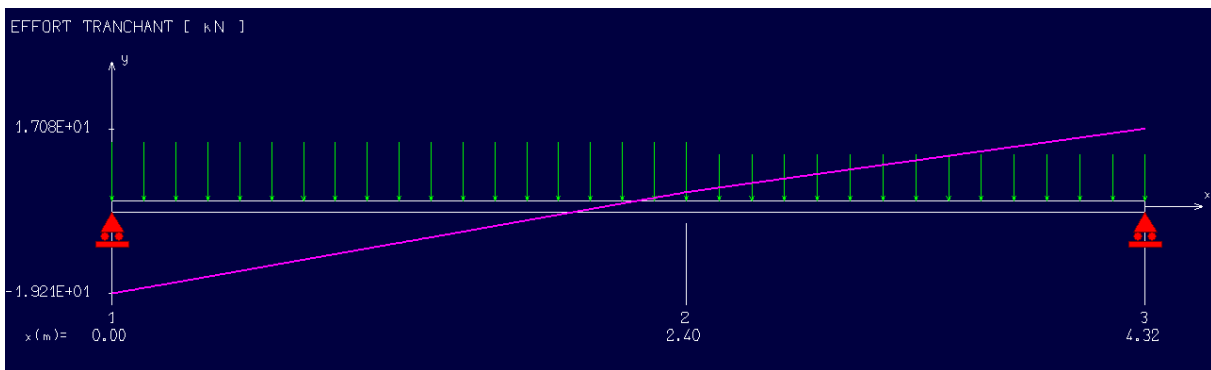


Figure 4.49 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.3.6 En travée :

4.3.7 Etat limite ultime (E L U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M = 0,85 \times 27,66 = \mathbf{23,511 \text{ KN.m}}$$

4.3.7.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{23,511 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 13^2} = \mathbf{0,0982}$$

$\mu < \mu_l$ $0,0982 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0982}) = \mathbf{0,129}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,129 = \mathbf{0,948}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,511 \times 10^3}{0,948 \times 13 \times 348} = \mathbf{5,48 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T10 = 5,50 cm², avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.3.7.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 = 3.14 cm², avec un espacement de St = 25 cm/ml.

4.3.8 Vérifications à l'ELU :

4.3.8.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

4.3.8.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 23.85 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.183 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.8.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.85 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = 0.973 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.973 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

4.3.8.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.3.8.4.1 Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = 43.2 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

4.3.8.4.2 Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

4.3.8.5 Espacement des barres :

4.3.8.5.1 Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.8.5.2 Armatures transversales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.9 Calcul à l'ELS :

4.3.9.1 Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = 16.89 \text{ KN.m}$$

4.3.9.2 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1072.50$$

$$yl = 3.88 \text{ cm}$$

4.3.9.3 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 8808.92 \text{ cm}^4$$

4.3.9.4 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{16890}{8808.92} \times 3.88 = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.192 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.3.9.5 État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) =$$

200 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 16890}{8808.92} \times (13 - 3.88) = 0.262 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.262 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

4.3.10 En appuis :

4.3.11 Etat limite ultime (E L U) :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = 0.3 \times 27.66 = \mathbf{8.298 \text{ KN.m}}$$

4.3.11.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.532 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13^2} = \mathbf{0.0231}$$

$\mu < \mu_l$ $0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0231}) = \mathbf{0.029}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.029 = \mathbf{0.988}$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.532 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = \mathbf{1.24 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T10 = **5.50 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.3.11.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **25 cm/ml**.

4.3.12 Vérifications à l'ELU :

4.3.12.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

4.3.12.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{26.700 \text{ KN}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{26.70 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.12.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{vu}{0.9 \times d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.700 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 17.58} = 0.973 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.973 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

4.3.12.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.3.12.4.1 Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = 43.2 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

4.3.12.4.2 Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

4.3.12.5 Espacement des barres :

4.3.12.5.1 Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.12.5.2 Armatures transversales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.13 Calcul à l'ELS :

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = (6.77 + 2.5) \times 1.3 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

4.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = \mathbf{3.974 \text{ KN.m}}$$

4.3.13.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 82.50 \times yl - 1072.50$$

$$yl = \mathbf{3.88 \text{ cm}}$$

4.3.13.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^3}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = \mathbf{8808.92 \text{ cm}^4}$$

4.3.13.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{3.974 \times 1000}{8808.92} \times 3.88 = \mathbf{0.045 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.045 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.3.13.4 État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) =$$

200 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 39.5}{12087.67} \times (13 - 3.88) = \mathbf{0.062 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{0.062 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.3.14 Etat limite de déformation :

(Art B.6.5.1/BAEL91)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{3.973}{10 \times 3.973} = 0.1 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{10.78}{100 \times 13.5} = 0.008 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

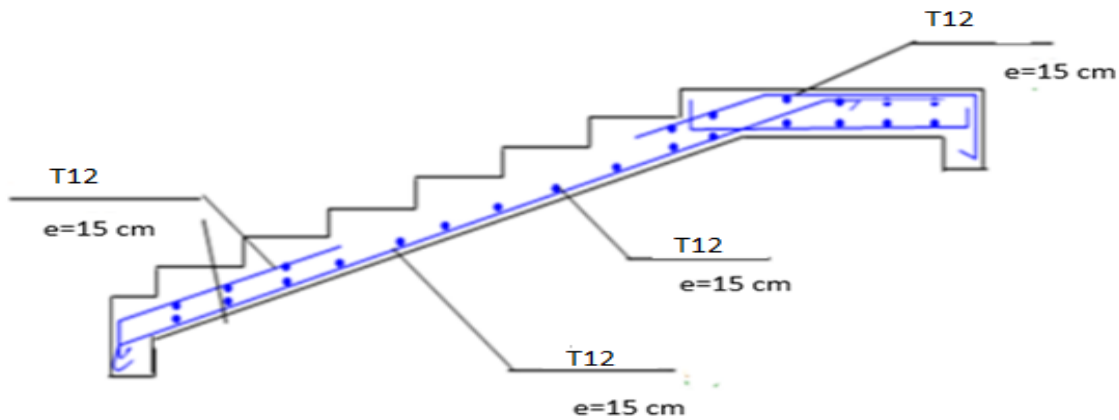


Figure 4.50 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

4.3.15 Poutre palière :

4.3.15.1 Prédimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

➤ Critère de flèche :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

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

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

Avec :

L : Longueur de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

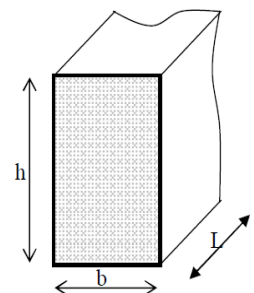
➤ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

$$L_{\max} = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra $h = 30 \text{ cm}$



Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prendra $b = 30 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ Vérification des conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$

Donc les conditions vérifiées.

4.3.15.2 Evaluation des charges :

4.3.15.2.1 Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 30 \times 30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

4.3.15.2.2 Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G \times h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 2.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur : } h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

$$g'_{\text{mur}} = 2.74 \times 2.71 = 7.425 \text{ KN/m}$$

4.3.15.2.3 Réaction de la volée et du palier

$$R_B = 23.85 \text{ KN}$$

4.3.15.2.4 Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B = 1.35 \times (2.25 + 7.425) + 23.85 = 36.911 \text{ KN/m}$$

Etat limite ultime (E.L.S.) :

$$q_s = 1.35 \times (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B = 2.25 + 7.425 + 23.85 = 33.525 \text{ KN/m}$$

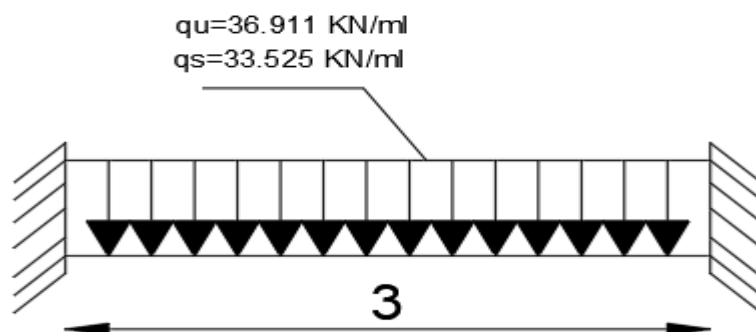


Figure 4.51 : Schéma statique de la poutre palière.

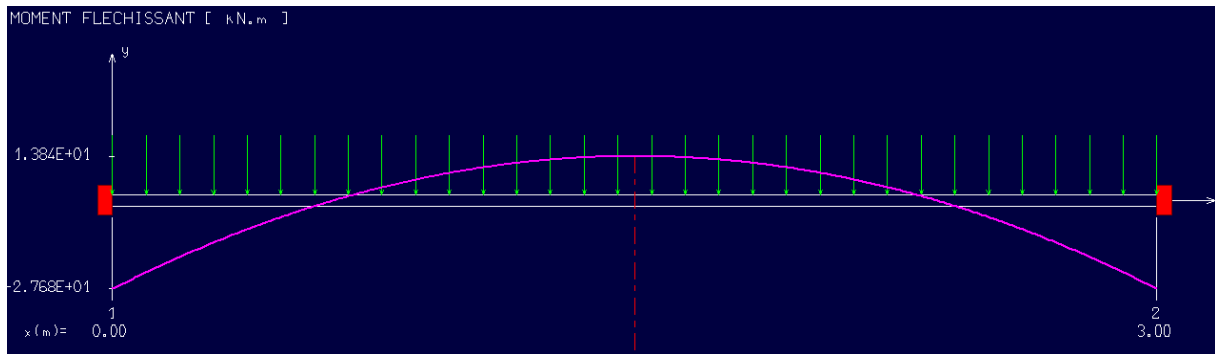


Figure 4.52 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

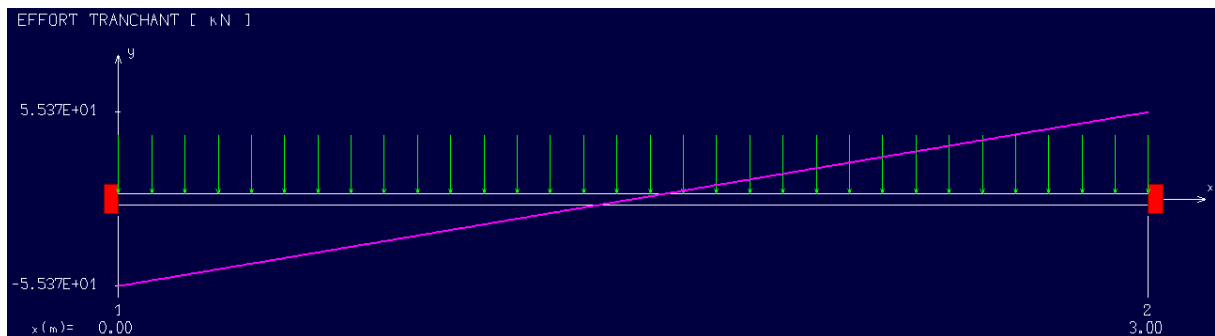


Figure 4.53 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

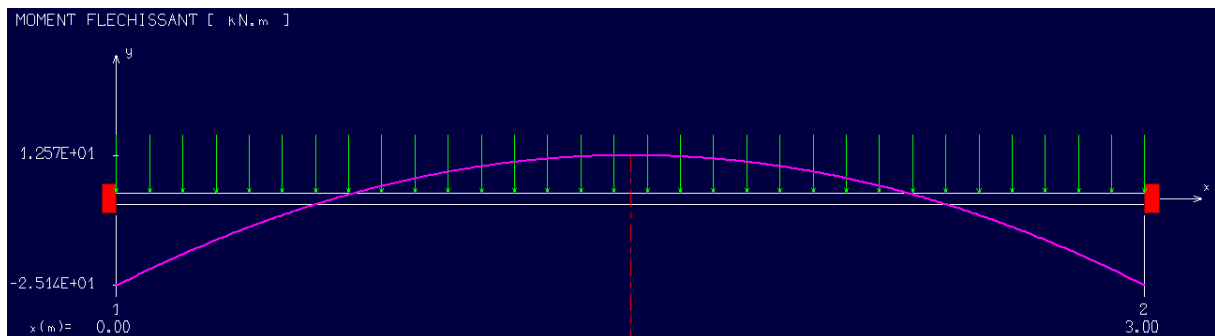


Figure 4.54 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

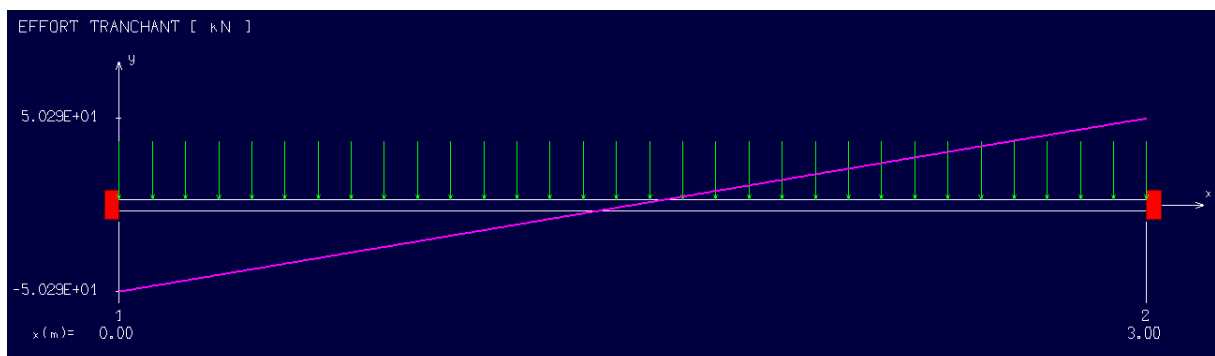


Figure 4.55 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

4.3.15.3 En travée :

4.3.15.4 Etat limite ultime (E L U) :

4.3.15.4.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{23.551 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 28^2} = \mathbf{0.0706}$$

$\mu < \mu_l$ $0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0706}) = \mathbf{0.092}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.092 = \mathbf{0.948}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.551 \times 10^3}{0.948 \times 28 \times 348} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

Soit 5T12 = **5.65 cm²**, avec un espacement de St = **15 cm/ml**

4.3.15.5 Vérifications à l'ELU :

4.3.15.5.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.01 \text{ cm}^2}$$

4.3.15.5.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{23.850 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.85 \times 10^3}{300 \times 280} = \mathbf{0.284 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.15.5.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.85 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 17.58} = \mathbf{1.506 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sz} = \mathbf{1.506 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

4.3.15.5.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.3.15.5.4.1 Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{43.2 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

4.3.15.5.4.2 Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

4.3.15.5.5 Espacement des barres :

4.3.15.5.5.1 Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.15.5.5.2 Armatures transversales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.15.6 Calcul à l'ELS :

4.3.15.6.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 84.75 \times yl - 1101.75$$

$$yl = \mathbf{6.20 \text{ cm}}$$

4.3.15.6.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + 15 \times (3.39 \times (28 - 6.20)^2)$$

$$I = \mathbf{6302.12 \text{ cm}^4}$$

4.3.15.6.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{16.89 \times 1000}{6302.12} \times 6.20 = \mathbf{4.02 \text{ MPa}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = 4.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.15.6.4 État limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 16.89}{6302.12} \times (28 - 6.20) = 0.273 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.273 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.15.7 En appuis :

4.3.15.8 Etat limite ultime (E L U) :

4.3.15.8.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.532 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 28^2} = 0.0166$$

$\mu < \mu_l$ $0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0166}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = 0.992$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.532 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $St = 15 \text{ cm/ml}$

4.3.15.9 Vérifications à l'ELU :

4.3.15.9.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 /Art A.4.2.1).

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

4.3.15.9.2 Vérification au cisaillement :

(BAEL99/Art 5.1, 211)

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 29.70 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26.70 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.318 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.15.9.3 Vérification d'adhérence des barres :

(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.70 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 17.58} = 0.482 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.482 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

4.3.15.9.4 Longueur de scellement droit :

(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.3.15.9.4.1 Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = 43.2 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

4.3.15.9.4.2 Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

4.3.15.9.5 Espacement des barres :

4.3.15.9.5.1 Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.15.9.5.2 Armatures transversales :

$$s_t \leq \text{miin}(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.15.10 Calcul à l'ELS :

4.3.15.10.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 50.85 \times yl - 1423.80$$

$$yl = \mathbf{8.19 \text{ cm}}$$

4.3.15.10.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 8.19^2}{3} + 15 \times (3.39 \times (28 - 8.19)^2)$$

$$I = \mathbf{25448.90 \text{ cm}^4}$$

4.3.15.10.3 Vérification des contraintes dans le béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91)

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{3.974 \times 1000}{25448.90} \times 3.16 = \mathbf{0.016 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.016 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

4.3.15.10.4 État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 3.974}{5975.40} \times (28 - 3.16) = \mathbf{0.046 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{0.046 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

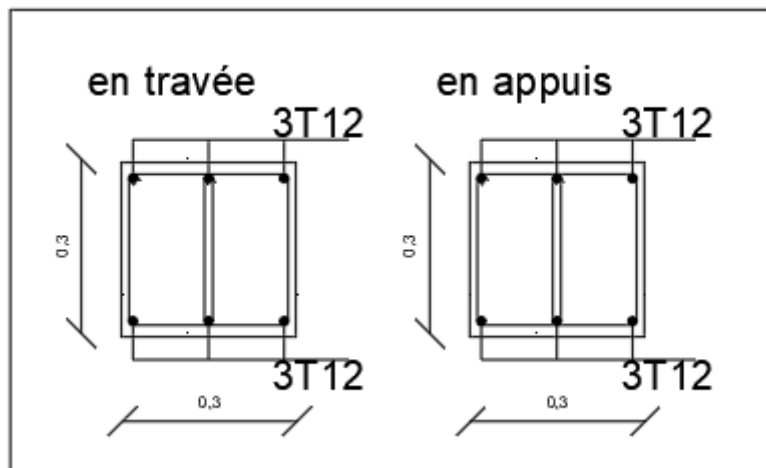


Figure 4.56 : Dessin de ferrailage de la poutre palier.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5 Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2 Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1 Méthode statique équivalente :

5.2.1.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

5.2.1.2 Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$6H \leq 5m$ en zone I et IIa ,

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

5.2.2.1 Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.2.2.2 Les hypothèses :

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

5.3.1 Principe :

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

5.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

5.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

5.3.3.1 Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0.15$

5.3.3.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A 99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 3.5$

5.3.3.3 Facteur de qualité Q :

5.3.3.3.1 Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.
- ❖ La structure a une force compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{26.5}{14.8} = 0.179 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé $p_q = 0.05$

5.3.3.4 Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

5.3.3.4.1 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$

5.3.3.4.2 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.25

Tableau 5.19 : Pénalités du facteur de qualité.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.3.3.5 4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = \mu 7\%$

D'où : $\eta = 0.882 \geq 0.7$

5.3.3.6 Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

5.3.3.7 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

5.3.3.8 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

5.3.3.9 Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.3.3.10 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.50 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 30.60 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = 26.5 \text{ m}$$

$$d_y = 14.8 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.65 \text{ s} \text{ Dans les deux directions.}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{26.50}} = 0.53 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{14.8}} = 0.72 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.53 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.65 \text{ s}$$

$$T = \max(0.65 ; 0.53) = 0.65 \text{ s}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.53}\right)^{2/3} = 2.121 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.65}\right)^{2/3} = 1.851 \text{ s}$$

5.4 Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 34078.87 \text{ KN}$$

5.5 Modélisation de la structure :

5.5.1 Position des voiles :

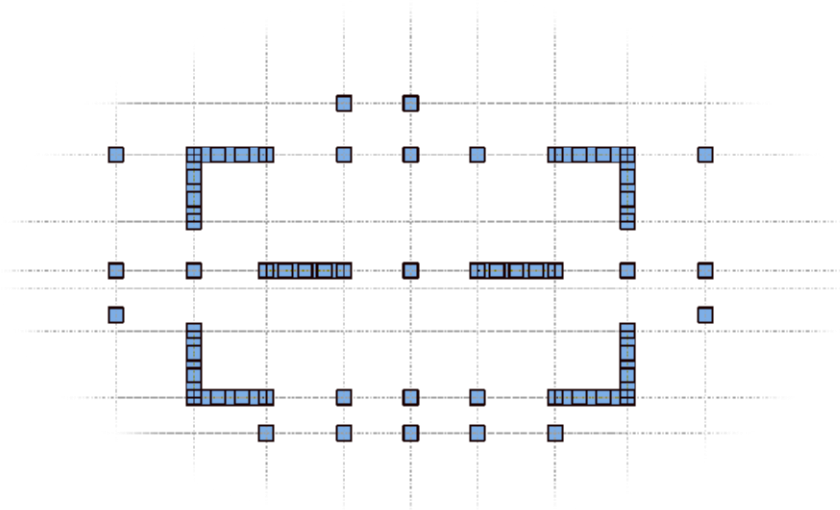


Figure 5.57 : Disposition des voiles.

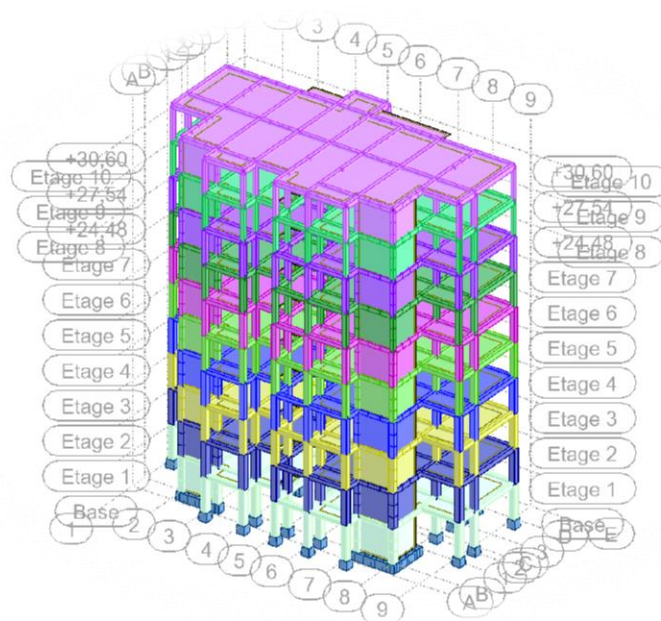


Figure 5.58 : Vue de la structure modélisée.

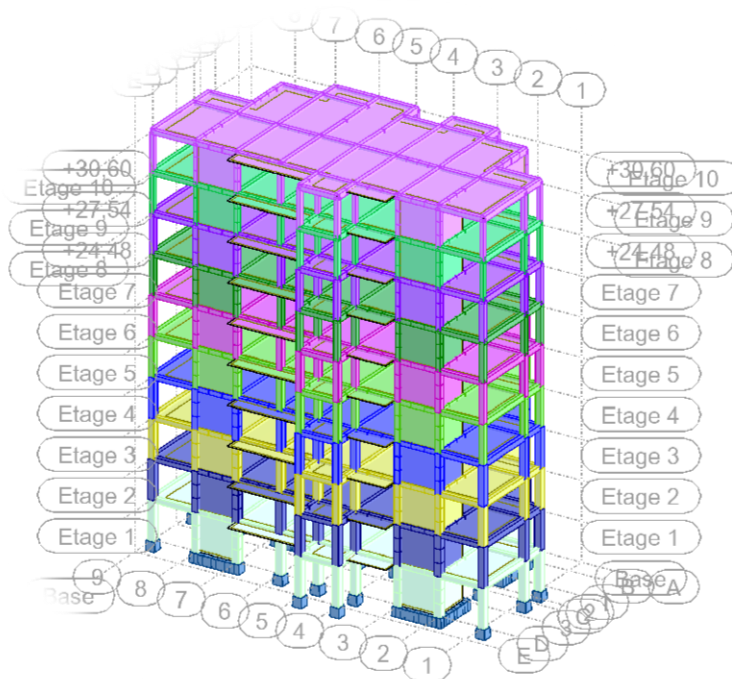


Figure 5.59 : Vue de la structure modélisée.

5.6 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.121 \times 1.25}{3.5} \times 34078.87 = \mathbf{3872.21 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.851 \times 1.25}{3.5} \times 34078.87 = \mathbf{3379.29 \text{ KN}}$$

5.7 Résultats de calcul :

		Facteur de participation massique			
Mode	Période(s)	U _x	U _y	U _x	U _y
1	0,68	0	67,24	0	67,24
2	0,59	62,89	67,25	62,88	0,01
3	0,47	65,02	67,25	2,13	0
4	0,18	65,02	85,08	0	17,83
5	0,14	83,89	85,08	18,87	0
6	0,12	84,49	85,08	0,59	0
7	0,08	84,49	91,83	0	6,75
8	0,06	89,76	91,83	5,27	0
9	0,06	89,76	91,83	0	0
10	0,06	89,96	91,83	0,2	0
11	0,05	89,96	91,83	0	0
12	0,05	89,96	91,83	0	0
13	0,05	89,97	91,83	0,02	0
14	0,05	90,35	91,83	0,37	0
15	0,05	91,35	91,83	1	0

Tableau 5.20 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{emp} = 0.65 \text{ s} \qquad T_{dyn} = 0.68 \text{ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$ $0.70 \text{ s} > 0.68 \text{ s}$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 14^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

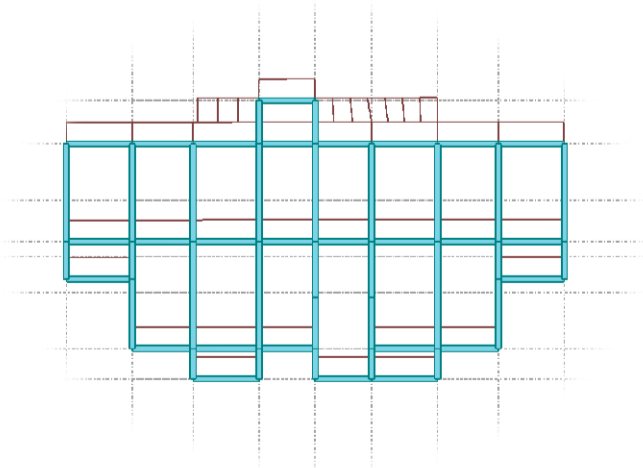


Figure 5.60 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

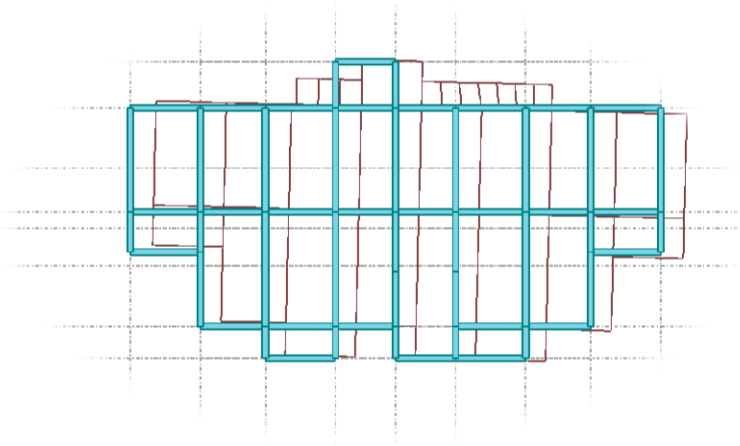


Figure 5.61 : Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

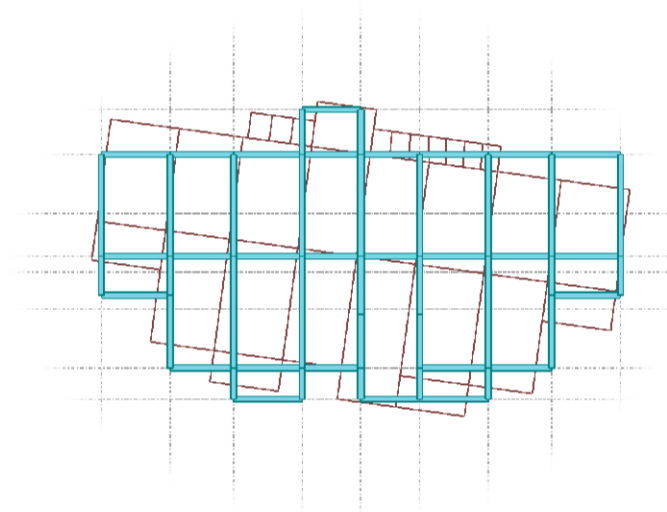


Figure 5.62 : le 3ème mode de torsions.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.7.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 19ème mode : Masse cumulée = 90.05 %

Direction y-y : 23ème mode : Masse cumulée = 93.54 %

Masse cumulée > 90%

Condition vérifié.

5.8 Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

5.8.1 Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 26.50 \text{ m} \quad L_y = 14.80 \text{ m}$$

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m ²]	Iy [Kg.m ²]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Etage 1	362669,69	13,21 7,37	13,25 7,14	7074610,43	20772093,5	0,03	0,23	0,05	0,05
Etage 2	362669,69	13,21 7,37	13,25 7,14	7074610,43	20772093,5	0,03	0,23	0,05	0,05
Etage 3	350308,2	13,22 7,39	13,25 7,14	6727294,92	19995140	0,03	0,25	0,05	0,05
Etage 6	339247,92	13,22 7,41	13,25 7,14	6415533,35	19299262,2	0,03	0,27	0,05	0,05
Etage 5	339247,92	13,22 7,41	13,25 7,14	6415533,35	19299262,2	0,03	0,27	0,05	0,05
Etage 8	329488,85	13,22 7,43	13,25 7,14	6139116,95	18684175,9	0,03	0,29	0,05	0,05
Etage 7	329488,85	13,22 7,43	13,25 7,14	6139581,48	18684640,4	0,03	0,29	0,05	0,05
Etage 9	321030,99	13,22 7,45	13,25 7,14	5899240,31	18150997,3	0,03	0,3	0,05	0,05
Etage 10	360740,99	13,25 7,32	13,25 7,14	6614741,32	19847216,4	0	0,18	0,05	0,05

Tableau 5.21 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

5.9 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	3872.21	3097.77	2992.50	C.NV
Y	3379.77	2703.43	2872.15	C.V

Tableau 5.22 : les forces sismiques des deux directions.

Coefficient $a = \frac{3097.77}{2992.50} = 1.04$

5.10 Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Niveaux	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Etage 1	0,148	0,211	Etage 6	0,741	0,853
Etage 2	0,331	0,453	Etage 7	0,778	0,873
Etage 3	0,48	0,625	Etage 8	0,789	0,859
Etage 4	0,596	0,737	Etage 9	0,788	0,841
Etage 5	0,684	0,817	Etage 10	0,773	0,805

Tableau 5.23 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.006 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

5.11 Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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'.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		Δ	V	h	θ	Vérification	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-33785,88	0,148	3111,66	3,06	0,0052515	OK	0,211	2872,14	3,06	0,0081113	OK
Etage 2	-29863,38	0,331	3071,69	3,06	0,01051643	OK	0,453	2831,7	3,06	0,01561236	OK
Etage 3	-26353,16	0,48	2967,99	3,06	0,01392804	OK	0,625	2727,49	3,06	0,01973459	OK
Etage 6	-22917,81	0,596	2809,98	3,06	0,01588527	OK	0,737	2574,22	3,06	0,02144241	OK
Etage 5	-19523,93	0,684	2606,15	3,06	0,01674567	OK	0,817	2383,67	3,06	0,02186864	OK
Etage 8	-16197,04	0,741	2358,39	3,06	0,01663094	OK	0,853	2151,89	3,06	0,02098182	OK
Etage 7	-12906,75	0,778	2063,52	3,06	0,01590254	OK	0,873	1873,27	3,06	0,01965664	OK
Etage 9	-9677,45	0,789	1717,31	3,06	0,01453007	OK	0,859	1551,43	3,06	0,01751058	OK
Etage 10	-6477,98	0,788	1292,49	3,06	0,01290676	OK	0,841	1168,57	3,06	0,0152356	OK
Niveaux	-3329,74	0,773	749	3,06	0,01123018	OK	0,805	681,32	3,06	0,01285682	OK

Tableau 24 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

5.12 Vérification de renversement :

ETA GE	DIRECTION X Conditions $\frac{Mr}{Ms} \leq 1.5$								DIRECTION Y Conditions $\frac{Mr}{Ms} \leq 1.5$							
	Vx [KN] J	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr [KN] J	Ms [KN] J	Vérification	Vx [KN] J	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr [KN] J	Ms [KN] J	Vérification
1	3111,6 6	39,97	3,06	34078,87	13,25	122,31	451545,0 3	Condition Vérifiée	2872,1 4	40,4 4	3,06	34078,8 7	7,4	123,75	252183,6 4	Condition Vérifiée
2	3071,6 9	103,7	6,12	34078,87		634,64	451545,0 3	Condition Vérifiée	2831,7	104, 21	6,12	34078,8 7		637,77	252183,6 4	Condition Vérifiée
3	2967,9 9	158,01	9,18	34078,87		1450,53	451545,0 3	Condition Vérifiée	2727,4 9	153, 27	9,18	34078,8 7		1407,02	252183,6 4	Condition Vérifiée
4	2809,9 8	203,83	12,2 4	34078,87		2494,88	451545,0 3	Condition Vérifiée	2574,2 2	190, 55	12,2 4	34078,8 7		2332,33	252183,6 4	Condition Vérifiée
5	2606,1 5	247,76	15,3 0	34078,87		3790,73	451545,0 3	Condition Vérifiée	2383,6 7	231, 78	15,3 0	34078,8 7		3546,23	252183,6 4	Condition Vérifiée
6	2358,3 9	294,87	18,3 6	34078,87		5413,81	451545,0 3	Condition Vérifiée	2151,8 9	278, 62	18,3 6	34078,8 7		5115,46	252183,6 4	Condition Vérifiée
7	2063,5 2	346,21	21,4 2	34078,87		7415,82	451545,0 3	Condition Vérifiée	1873,2 7	321, 84	21,4 2	34078,8 7		6893,81	252183,6 4	Condition Vérifiée
8	1717,3 1	424,82	24,4 8	34078,87		10399,5 9	451545,0 3	Condition Vérifiée	1551,4 3	382, 86	24,4 8	34078,8 7		9372,41	252183,6 4	Condition Vérifiée
9	1292,4 9	543,49	27,5 4	34078,87		14967,7 1	451545,0 3	Condition Vérifiée	1168,5 7	487, 25	27,5 4	34078,8 7		13418,8 7	252183,6 4	Condition Vérifiée
10	749	749	30,6 0	34078,87		22919,4 0	451545,0 3	Condition Vérifiée	681,32	681, 32	30,6 0	34078,8 7		20848,3 9	252183,6 4	Condition Vérifiée

Tableau 5.25 : Vérification de renversement.

5.13 Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique

Chapitre 06 : Etude des portiques

6 Chapitre 06 : Etude des portiques

6.1 Introduction ;

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres seront calculées en flexion simple. Les poteaux et voiles seront calculés en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2 Poutre :

6.2.1 Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.2.2 Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.2.3 Combinaisons d'actions :

6.2.3.1 Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

6.2.3.2 Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

6.2.4 Tableau des sollicitations :

Chapitre 06 : Etude des portiques

Poutres		M_{max}^t (KN. m)			M_{max}^a (KN. m)			T(KN)
		ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutre Principale	s Etages courants	57.350	41.600	153.410	-117.380	-85.150	-202.410	79.750
	Terrasse	64.570	47.190	91.490	-128.970	-94.230	-152.260	88.180
Poutre Secondaire	es Etages courants	46.080	33.490	75.990	-62.030	-44.790	-103.280	40.650
	Terrasse	46.390	33.720	58.270	-58.630	-42.340	-91.700	39.990

Tableau 6.26 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

		b	h	d	d'
Poutre Principales	Etages courants	30	45	43	2
	Terrasse	30	35	33	2
Poutre Secondaire	s Etages courants	30	45	43	2
	Terrasse	30	35	33	2

Tableau 6.27 : Dimensions des poutres.

6.2.5 Poutre principales étage courant :

6.2.5.1 Ferrailage longitudinal :

6.2.5.1.1 En travée :

6.2.5.1.1.1 Calcule des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{57.35 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 43^2} = \mathbf{0.074} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = \mathbf{0.095}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.095 = \mathbf{0.962}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{57.35 \times 10^3}{0.962 \times 348 \times 43} = \mathbf{3.99 \text{ cm}^2}$$

AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{153.41 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 43^2} = \mathbf{0.150} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.150}) = \mathbf{0.204}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.204 = \mathbf{0.919}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{153.41 \times 10^3}{0.919 \times 400 \times 43} = \mathbf{9.71 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T14 + 2T12 = **9.96 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.2.5.1.1.2 Vérification à l'ELU :

6.2.5.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.96 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.1.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 43 = \mathbf{6.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6.45 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.96 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.1.3 Vérification à l'ELS :

6.2.5.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 149.40 \times yl - 6424.20$$

$$yl = \mathbf{16.31 \text{ cm}}$$

6.2.5.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{60 \times 16.31^3}{3} + 15 \times (9.96 \times (43 - 16.31)^2)$$

$$I = \mathbf{149813.22 \text{ cm}^4}$$

6.2.5.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{41.6 \times 10^3}{149813.22} \times 16.31 = \mathbf{4.528 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.528 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) =$$

200 MPa

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 41.6 \times 10^3}{149813.22} \times (43 - 16.31) = \mathbf{11.119 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{11.119 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.2 En appuis :

6.2.5.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{117.38 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 43^2} = \mathbf{0.149} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = \mathbf{0.203}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.203 = \mathbf{0.919}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{117.38 \times 10^3}{0.919 \times 348 \times 43} = \mathbf{8.54 \text{ cm}^2}$$

AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{117.38 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 43^2} = \mathbf{0.197} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.197}) = \mathbf{0.278}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.278 = \mathbf{0.889}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{117.38 \times 10^3}{0.889 \times 400 \times 43} = \mathbf{13.24 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = **13.86 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.2.5.1.2.2 Vérification à l'ELU :

6.2.5.1.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.56 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{13.86 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 43 = 6.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 6.45 \text{ cm}^2 < A_s = 13.86 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.2.3 Vérification à l'ELS :

6.2.5.1.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 30 \times yl^2 + 207.9 \times yl - 8939.70$$

$$yl = 18.47$$

6.2.5.1.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 18.47^3}{3} + 15 \times (13.86 \times (43 - 18.47)^2)$$

$$I = 188106.11 \text{ cm}^4$$

6.2.5.1.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{85.15 \times 10^3}{188106.11} \times 18.47 = 5.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.351 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.1.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) =$$

$$200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 85.15 \times 10^3}{188106.11} \times (43 - 18.47) = 16.671 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 16.671 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

6.2.5.2 Ferrailage longitudinal :

6.2.5.2.1 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -79.75 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{79.75 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.618 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

6.2.5.2.2 Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35} ; 14 ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.29 ; 16 ; 30) = 6$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

6.2.5.2.3 Calcul de l'espacement :

6.2.5.2.3.1 Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

6.2.5.2.3.2 Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_t \right) = \min(11.25 ; 15) = 5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

6.2.5.2.4 D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 20.25 \text{ cm}^2$$

6.2.6 Calcul ferrailage longitudinal :

			μ	α	β	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{cho} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{RPA} \text{ cm}^2$
Poutre principale Etage courant	Travée	ELU	0.073	0.095	0.962	3.99	9.96	1.56	6.45
		AAC	0.150	0.204	0.919	9.71	5T14+2T12		
	Appuis	ELU	0.149	0.203	0.919	8.54	13.86	1.56	6.45
		AAC	0.197	0.278	0.889	13.24	9T14		
Poutre Secondaires Etage courant	Travée	ELU	0.082	0.107	0.957	4.51	7.70	1.56	6.45
		AAC	0.089	0.117	0.953	5.58	5T14		
	Appuis	ELU	0.164	0.225	0.910	9.48	9.96	1.56	6.45
		ELU	0.149	0.202	0.919	9.63	5T14+2T12		
Poutre principale Terrasse	Travée	ELU	0.100	0.131	0.947	4.24	7.70	1.20	4.95
		AAC	0.126	0.169	0.933	6.17	5T14		
	Appuis	ELU	0.134	0.181	0.928	5.82	9.24	1.20	4.95
		ELU	0.171	0.236	0.906	8.64	6T14		
Poutre Secondaires Terrasse	Travée	ELU	0.100	0.132	0.947	4.27	6.16	1.20	4.95
		AAC	0.097	0.127	0.949	4.65	4T14		
	Appuis	ELU	0.127	0.170	0.932	5.48	7.70	1.20	4.95
		ELU	0.152	0.207	0.917	7.57	5T14		

Tableau 6.28 : Calcul ferrailage longitudinal des poutres.

6.2.7 Calcul et vérification des contraintes ELS

		M KN.m	A _{cho} cm ²	Y cm	I cm ²	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Observation
Poutre principale Etage courant	Travée	41.61	9.96	16.31	149813.22	4.53	15	11.12	200	C.V
	Appuis	85.15	13.86	18.45	188106.11	8.35	15	16.67	200	C.V
Poutre Secondaires Etage courant	Travée	47.19	7.70	14.75	124266.69	5.60	15	16.09	200	C.V
	Appuis	94.23	9.96	16.31	149813.22	10.26	15	25.19	200	C.V
Poutre principale Terrasse	Travée	33.49	7.70	12.55	68068.95	6.47	15	15.09	200	C.V
	Appuis	44.79	9.24	13.44	77304.62	7.80	15	17.00	200	C.V
Poutre Secondaires Terrasse	Travée	33.72	6.16	11.51	57920.63	6.70	15	18.77	200	C.V
	Appuis	42.34	7.70	12.55	68068.95	7.81	15	19.08	200	C.V

Tableau 6.29 : Calcul et vérification des contraintes ELS.

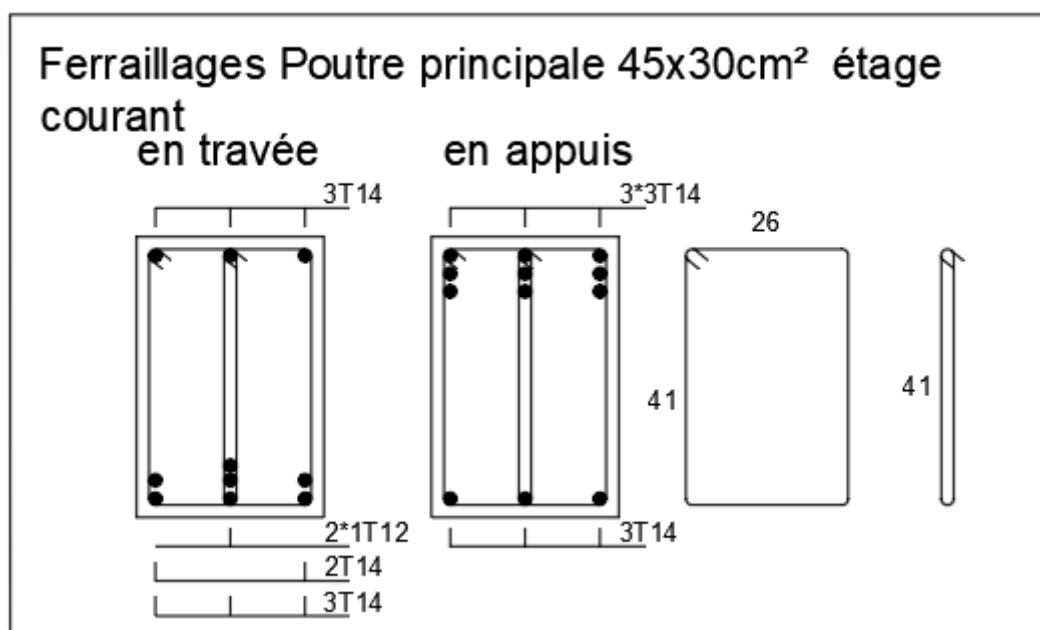


Figure 6.63 : Ferrillages poutre principale étage courant.

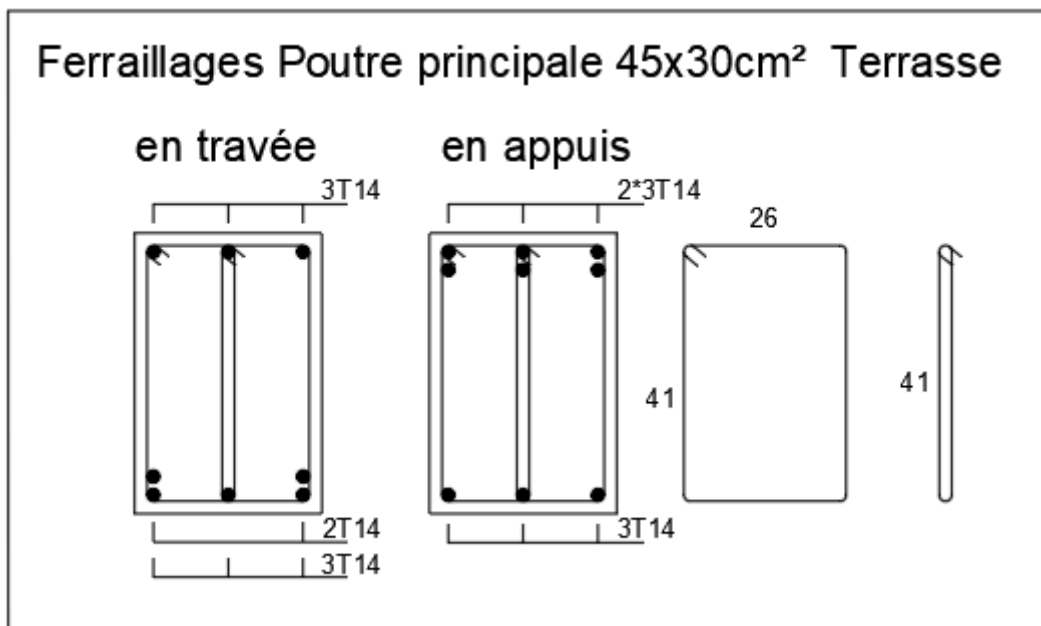


Figure 6.64 : Ferrillages poutre principale Terrasse.

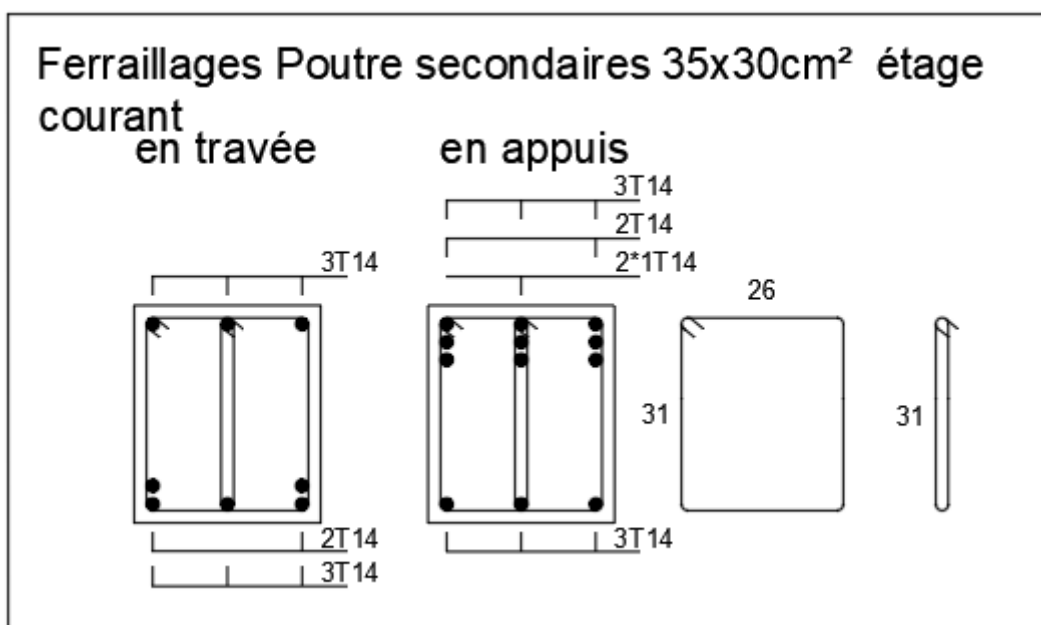


Figure 6.65 : Ferrillages poutre secondaires étage courant.

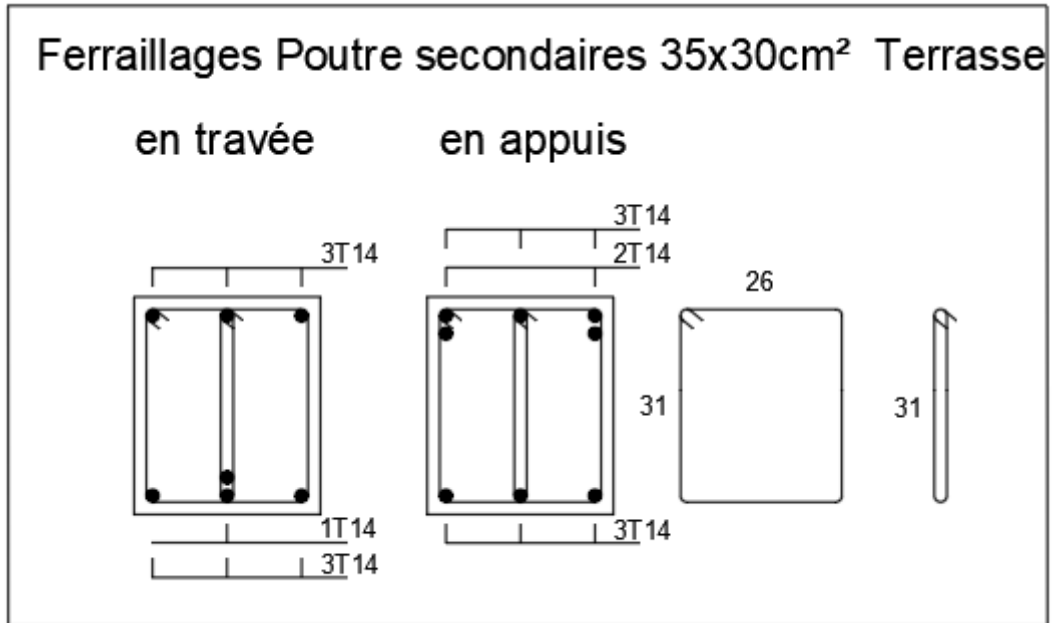


Figure 6.66 : Ferrillages poutre secondaires Terrasse.

6.3 Etude des poteaux :

6.3.1 Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant ($M_y - y, M_z - z$) (voir fig.6.5.).

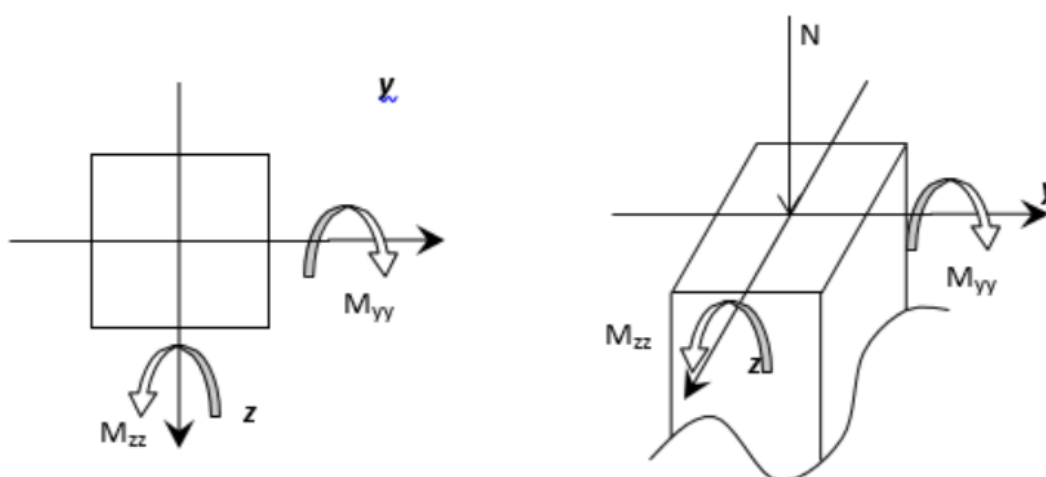


Figure 6.67 : Sollicitation sur les poteaux.

6.3.2 Combinaison de charges :

- ❖ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - $1.35G + 1.5Q$ Etat limite ultime.
 - $G + Q$ Etat limite de service.
 - G
- ❖ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0.8G \pm E$

6.3.3 Les types de poteaux :

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	RDC et 1 ^{er} étage	(50 × 50)
2	2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage	(45 × 45)
3	4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	(40 × 40)
4	6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	(35 × 35)
5	8 ^{ème} - 9 ^{ème} étage	(30 × 30)

Tableau 6.30 : Récapitulatif des sections des poteaux.

6.3.4 Les moments et l'effort normale :

		Poteaux 50	Poteaux 45	Poteaux 40	Poteaux 35	Poteaux 30
ELU	Nu max	1628,520 KN	1235,820 KN	885,960 KN	573,940 KN	292,140 KN
	My corr	0,160 KN.m	0,200 KN.m	0,080 KN.m	0,030 KN.m	0,080 KN.m
	Mz corr	1,960 KN.m	0,540 KN.m	0,630 KN.m	1,690 KN.m	1,920 KN.m
	Mz max	-51,010 KN.m	-53,630 KN.m	-50,480 KN.m	42,300 KN.m	-36,700 KN.m
	N corr	838,240 KN	609,560 KN	424,810 KN	255,930 KN	133,640 KN
	My max	-15,030 KN.m	-12,010 KN.m	-12,060 KN.m	-11,320 KN.m	10,130 KN.m
	N corr	524,160 KN	342,990 KN	630,950 KN	387,890 KN	137,760 KN
	N min	291,700 KN	203,740 KN	121,390 KN	52,600 KN	-0,060 KN
	My corr	-2,970 KN.m	-4,070 KN.m	-5,100 KN.m	-5,570 KN.m	-6,530 KN.m
	Mz corr	-4,140 KN.m	-6,250 KN.m	-6,110 KN.m	-4,920 KN.m	-3,290 KN.m
AAC	Nu max	1354,380 KN	980,540 KN	715,770 KN	467,000 KN	232,700 KN
	My corr	-16,860 KN.m	36,820 KN.m	39,810 KN.m	34,460 KN.m	23,990 KN.m
	Mz corr	4,260 KN.m	14,730 KN.m	14,150 KN.m	11,610 KN.m	7,890 KN.m
	Mz max	106,440 KN.m	152,840 KN.m	144,540 KN.m	107,920 KN.m	67,754 KN.m
	N corr	361,410 KN	258,720 KN	181,730 KN	113,050 KN	52,590 KN
	My max	-45,180 KN.m	-54,200 KN.m	-61,510 KN.m	55,250 KN.m	44,120 KN.m
	N corr	1183,850 KN	764,250 KN	356,500 KN	240,470 KN	80,470 KN

Chapitre 06 : Etude des portiques

	N min	-690,290 KN	-372,190 KN	-180,710 KN	-78,430 KN	-22,410 KN
	My corr	-31,750 KN.m	-14,470 KN.m	-4,170 KN.m	-4,700 KN.m	-4,290 KN.m
	Mz corr	-7,900 KN.m	-5,550 KN.m	-30,550 KN.m	-19,530 KN.m	-9,860 KN.m
ELS	N sre	1186,210 KN	900,210 KN	645,490 KN	418,410 KN	213,440 KN
	M sre	-37,000 KN.m	-38,910 KN.m	-36,630 KN.m	-30,760 KN.m	-26,760 KN.m
	Ty	0,140 KN	0,180 KN	0,220 KN	0,240 KN	0,280 KN
	Tz	0,110 KN	0,100 KN	-0,100 KN	-0,110 KN	-0,150 KN

Tableau 6.31 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

6.3.5 Exemple de calcul :

6.3.5.1 Ferrailage du poteau de section (40 X 40) cm² :

Les armatures longitudinales :

❖ **Cas 1 :**

$$N^{\max} = 1628.520 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0.160 \text{ KN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.16}{1628.52} = 0.01 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{40}{12} = 4.17 \text{ cm} \Rightarrow$$
 L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

• **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{50} = 4.28 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.02}{40} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 4.28 \text{ cm} \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow$$
 On utilise la méthode simplifiée pour la détermination

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \mathbf{0.01 \text{ cm}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité de second ordre} \end{array} \right.$

✓ Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

✓ Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.11}{0.11 + 0.01} = \mathbf{0.917}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214..2^2}{10^4 \times 40} \times [2 + 0.917 \times 2] = \mathbf{1.06 \text{ cm}}$$

$$M'_1 = 1628.4 \times (0.01 + 2 + 1.06)10^2$$

$$M'_1 = 49.916 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1628.52 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{49.916}{1628.52} = \mathbf{3.07 \text{ cm}} < \frac{h}{2} < \frac{50}{2} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

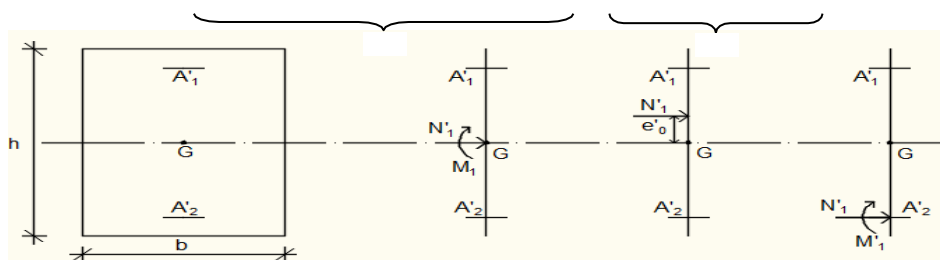


Figure 6.68 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale..

Chapitre 06 : Etude des portiques

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 49.916 + 1628.4 \times \left(0.05 - \frac{0.50}{2} \right)$$

$$M_1 = \mathbf{375.62 \text{ KN}}$$

$$(1) = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 50 \times 50 = \mathbf{453333 \text{ N.m}}$$

$$(1) = \mathbf{453.333 \text{ KN.m}}$$

$$(2) = 1628.4 \times (0.50 - 0.05) - 375.62$$

$$(2) = \mathbf{275.788 \text{ KN.m}}$$

• Conclusion :

$$(1) = 453333 \text{ N.m} > (2) = 275788 \text{ N.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{375.6201 \times 10^3}{50 \times 14.2 \times 45^2} = \mathbf{0,2619} < \mathbf{0,397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2619}) = \mathbf{0,397}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.397 = \mathbf{0,845}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{375.62 \times 10^3}{0.845 \times 348 \times 45} = \mathbf{28.40 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 28.40 - \frac{1628.4}{100 \times 348} < -18.42 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Chapitre 06 : Etude des portiques

	ELU						AAC					
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
	Position du point d'application de l'effort normal N											
e_0	0,0001	0,0012	0,0609	0,0287	0,0102	0,0142	0,0124	0,0031	0,2945	0,0382	0,0460	0,0114
$h \div 12$	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417
$e_0 < h \div 12$	C.V	C.V	C.NV	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.NV	C.V	C.NV	C.V
	Vérification si on a une compression excentré											
L_f	4,28	4,28		4,28	4,28	4,28	4,28	4,28		4,28		4,28
$\text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right]$	15	15		15	15	15	15	15		15		15
$L_f < \text{Max}$	C.V	C.V		C.V	C.V	C.V	C.V	C.V		C.V		C.V
N'_1	1628,520	1628,520		524,160	291,700	291,700	1354,380	1354,380		1183,850		690,290
M_1	49,916	52,463		31,015	11,928	12,963	58,242	44,805		81,283		28,568
e_0 [m]	0,000	0,001		0,029	0,010	0,014	0,012	0,003		0,038		0,011
e_a [m]	0,020	0,020		0,020	0,020	0,020	0,020	0,020		0,020		0,020
e_2 [m]	0,011	0,011		0,010	0,011	0,010	0,011	0,010		0,010		0,010
α	0,917	1,000		0,906	0,945	0,861	0,917	0,805		0,906		0,806

Chapitre 06 : Etude des portiques

	Position du point d'application de l'effort normal de compression N'1											
e_0	0,0307	0,0322	0,0609	0,0592	0,0409	0,0444	0,0430	0,0331	0,2945	0,0687	0,0460	0,0414
$h \div 2$	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
$e_0 < h \div 2$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
	Vérification si la section est entièrement comprimée											
(1)	453,333	453,333	453,333	453,333	453,333	453,333	591,304	591,304	591,304	591,304	591,304	591,304
(2)	275,788	273,241	116,638	73,817	46,412	45,377	212,634	226,071	-34,158	155,487	106,308	109,490
M_1	375,620	378,167	218,658	135,847	70,268	71,303	329,118	315,681	178,722	318,053	169,808	166,626
(1)>(2)	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
μ	0,2619	0,2636	0,1524	0,0947	0,0490	0,0497	0,1759	0,1687	0,0955	0,1700	0,0908	0,0891
μ_L	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397	0,397
α	0,387	0,391	0,208	0,125	0,063	0,064	0,244	0,233	0,126	0,234	0,119	0,117
β	0,845	0,844	0,917	0,950	0,975	0,974	0,903	0,907	0,950	0,906	0,952	0,953
A_1	28,40	28,63	15,24	9,13	4,61	4,67	20,26	19,34	10,45	19,50	9,91	9,71
	On revient à la flexion composé (sollicitation réelle)											
	-18,42	-18,19	-8,86	-5,94	-3,78	-3,71	-13,60	-14,52	1,42	-10,10	-7,35	-7,55

6.3.5.2 Armatures minimales :

❖ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 0.50 \times 0.50 = \mathbf{20.00 \text{ cm}^2}$$

❖ Condition suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \left(\frac{0.2 \times 0.5 \times 0.5}{100}; \frac{8 \times (0.5+0.5)}{100}\right) = \mathbf{8.00 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min\text{RPA}}; A_{\min\text{BAEL}}) = \mathbf{20.00 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures :

$$12\text{T}16 = \mathbf{24.13 \text{ cm}^2}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{37}{1186.21} = 2.69 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 7 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; c = 4 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 11.05 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times (A'_1 + A'_2) = 40 \times 40 + 15(12.07 + 12.07) = \mathbf{28061.95 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{2062} \times \left[\frac{50 \times 50^2}{2} + 15 \times (112.07 \times 5 + 12.07 \times 50) \right] = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 25 = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{50}{3} \times (25^3 + 25^3) + 15 \times [12.07 \times (25)^2 + 12.07 \times (50 - 25)^2]$$

$$I_{xx'} = \mathbf{665613.33 \text{ cm}^4}$$

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 37 - 1186.21 \times \left(\frac{0.50}{2} - 0.25 \right) = \mathbf{37 \text{ KN.m}}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{37}{1186.21} = \mathbf{3.1 \text{ cm}}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{665613.33}{2801.65 \times 25} = \mathbf{9.30 \text{ cm}}$$

$e_G = 3.1 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 9.30 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{1186.21}{2861.95 \times 100} = \mathbf{4.145 \text{ MPa}}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{37}{641493.33} = \mathbf{0.006}$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.145 + 0.006 \times 25 = \mathbf{4.284 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b^1 = \mathbf{4.284 \text{ MPa}} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

\Rightarrow Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

6.3.5.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 0.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1400}{50 \times 100 \times 45} = \mathbf{0.001 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \mathbf{3.34 \text{ MPa}}$$
 (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = 0.001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures déterminées pour l'état limite ultime.

6.3.5.4 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

6.3.5.5 Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10 \phi_{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

$$\delta_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

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

6.3.5.6 Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.36 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 40 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L'=2.h \rightarrow L'=2 \times 50 \rightarrow L'=100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{289}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50. \phi_{L\max}$$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

	Section cm ²	A _{CAL} cm ²	A _{minRPA} cm ²	A _{minBAEL} cm ²	Choix	A _{Adopté} cm ²	Recouv rement
1	50x50	20.00	20.00	8.00	24.13	12T16	80
2	45x45	16.20	16.20	7.20	18.47	12T14	70
3	40x40	12.80	12.80	6.40	13.57	12T12	60
4	35x35	9.80	9.80	5.60	13.57	12T12	60
5	30x30	9.80	9.80	5.60	13.57	12T12	60

Tableau 6.32 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.

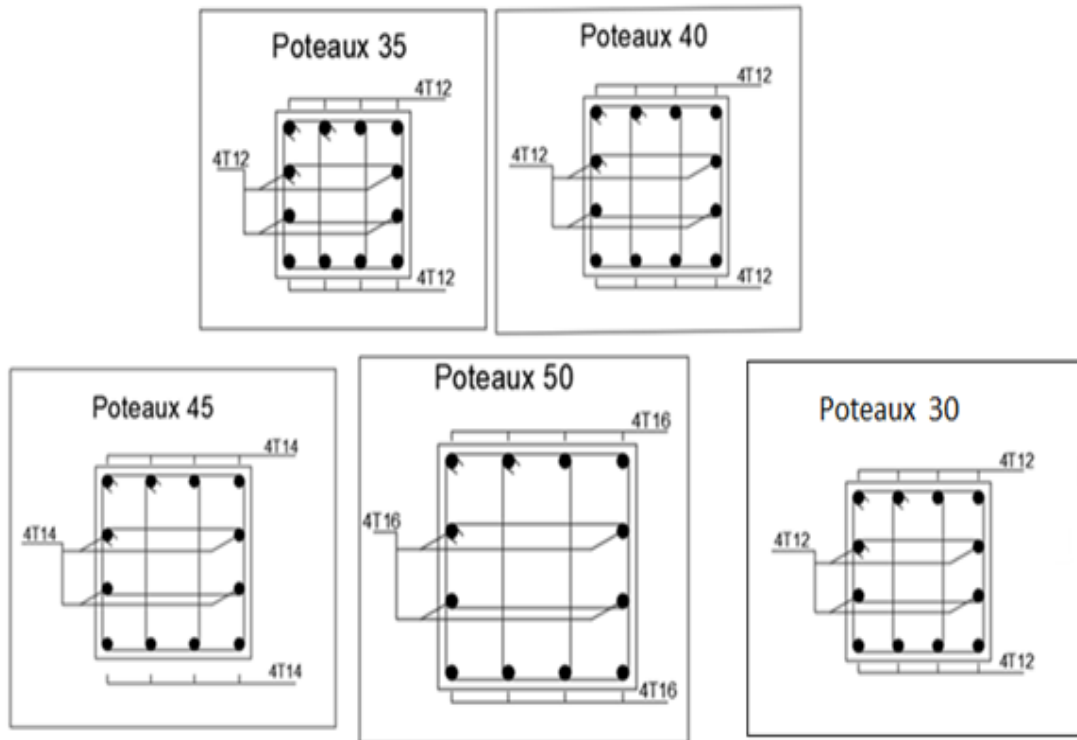


Figure 6.69 : Ferrillages les poteaux.

Chapitre 07 : Etude des voiles

7 Chapitre 07 : Etude des voiles

7.1 Etude des Voile de contreventement :

7.1.1 Introduction :

Tout comme le chapitre qui précède, nous allons calculé dans le présent, le ferrailage des deux types de voiles ; élément important dans la structure.

7.1.2 Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

1. Voile de contreventement
2. Voile périphérique

Les voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT

7.1.3 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4/ RPA99, V2003], le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C] si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003].

Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$ [RPA99/2003/V.5.2]

- $0.8G \pm E$

7.1.3.1 Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire figure VIII.1, ils seront calcul en flexion composées. [RPA99/v.2003/7.7.4].

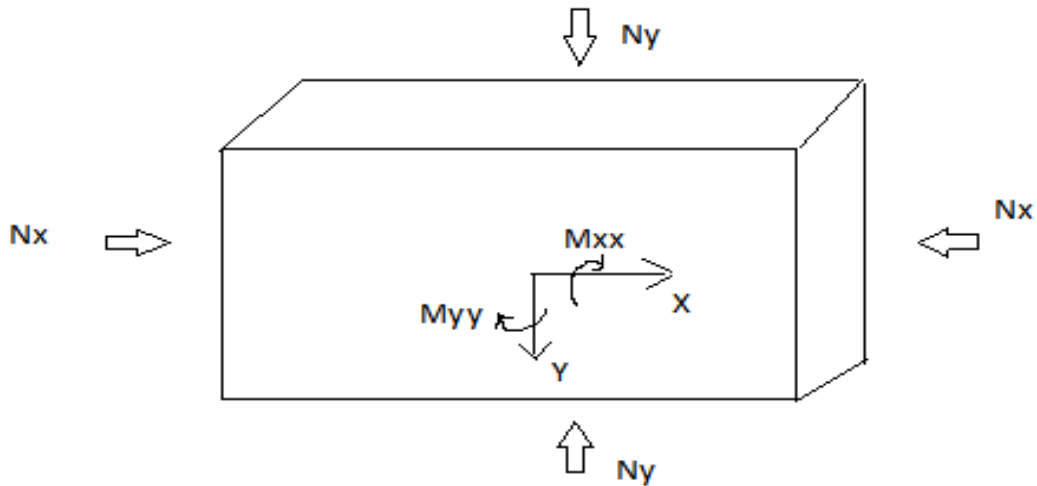


Figure 7.70 : Sollicitations de calcul d'un voile.

❖ Sens yy :

$N_y ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticale à l'extrémité du voile (voir fig.V.11)

❖ Sens xx :

$N_y ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticale parallèle au parement du voile (voir fig. V.11)

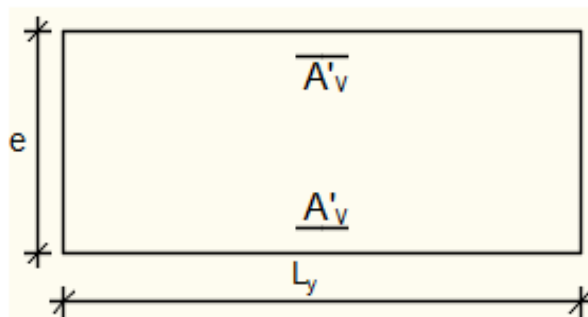


Figure 7.71 : Sections de calcul.

Vérification suivant les conditions du règlement parasismique algérien version 2003/7.7.4.1 :

Les armatures minimales :

- À chacune des extrémités du voile $A_v \geq 4HA10$;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

- 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 0,20%
 - Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Espacement des barres verticales :
- $S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;
 - A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ du largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
 - Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10}$

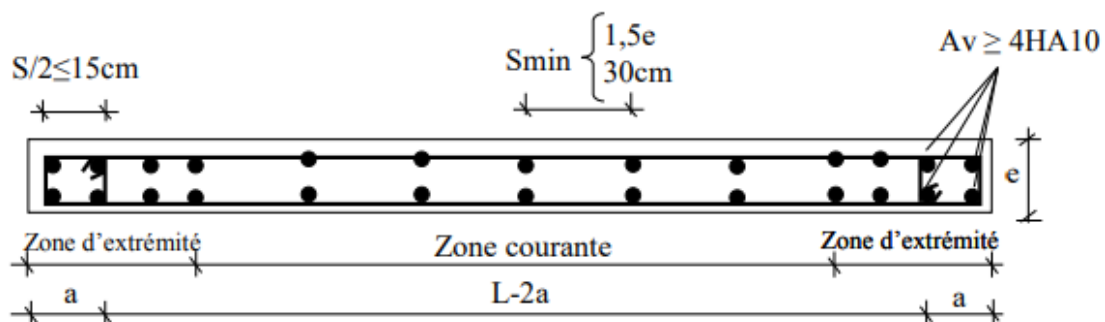


Figure 7.72 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

7.1.3.2 Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_c}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s} \times 28} \times k \quad \text{Avec :} \quad k = 1 ; \delta_s = 1.$$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset . Dans les cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible ;
- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Détermination la nature de la section du voile :

- Si σ_a et σ_b sont de signe négatif ; on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe positif ; on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe opposé ; on aura une section partiellement comprimée (SPC).

7.1.3.3 Exemples de calcul :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations maximales sont consignées dans le tableau suivant :

Sollicitations		Etat limite ultime (ELu)	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{max} [KN]	76.610	2115.020
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	0.450	1.700
Cas 2	N_{xx}^{min} [KN]	-1181.240	-3006.430
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	-0.270	-0.810
Cas 3	M_{yy}^{max} [KN.m]	13.160	18.210
	N_{xx}^{corr} [KN]	42.020	18.570

Tableau 7.33 : Les sollicitations de calcul YY.

Sollicitations		Etat limite ultime (ELu)	Situation accidentelle
Cas 1	N_{xx}^{max} [KN]	109.530	448.410
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	1.690	5.240
Cas 2	N_{xx}^{min} [KN]	-288.50	-625.890
	M_{yy}^{corr} [KN.m]	-0.890	-1.680
Cas 3	M_{yy}^{max} [KN.m]	70.520	-89.430
	N_{xx}^{corr} [KN]	65.680	-66.320

Tableau 7.34 : Les sollicitations de calcul XX.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ROBOT) ; les sollicitations d'un exemple de calcul sont consignées ci-dessous :

Situation accidentelle :

Sens x-x :

- ♦ B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

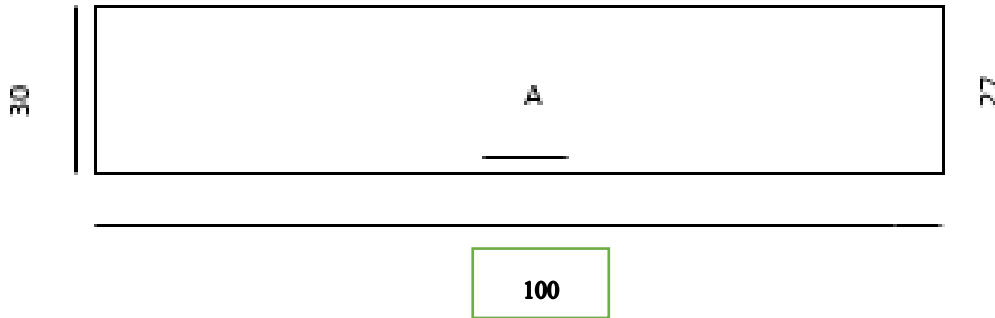


Figure 7.73 : Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_y = 625.890 \text{ KN}$$

$$M_x = 1.680 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{625.890}{1.680} = 0.0027 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 0.15 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

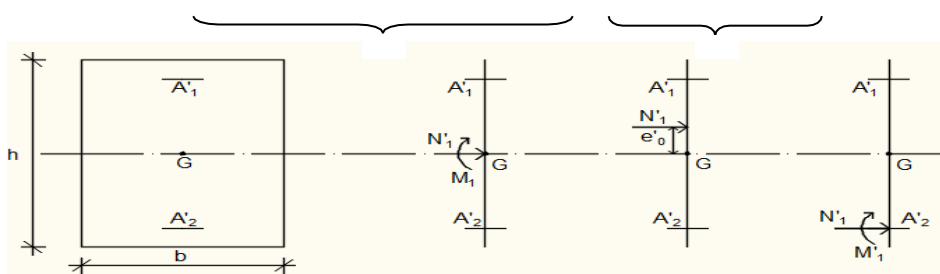


Figure 7.74 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 1.69 + 625.890 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2}\right)$$

$$M_1 = 76.787 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.33730 - 0.81 \times 3) \times 18.5 \times 40 \times 40$$

$$(1) = \mathbf{425.739 \text{ KN.m}}$$

$$(2) = 625.980 \times (0.27 - 0.03) - 176.297$$

$$(2) = \mathbf{73.427 \text{ KN.m}}$$

- Conclusion :

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m} > (2) = 73.427 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{76.781 \times 10^3}{100 \times 18.5 \times 27^2} = \mathbf{0,0570 < 0,397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0570}) = \mathbf{0,073}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.073 = \mathbf{0,971}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{76.781 \times 10^3}{0.971 \times 435 \times 27} = \mathbf{7,00 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 7.00 - \frac{625.890}{435} = \mathbf{5,44 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T10 = $\mathbf{7,85 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$ pour une saie nape

Sens yy :

- ♦ B= 100 cm; h= 30 cm; c= 3cm; d= 27 cm

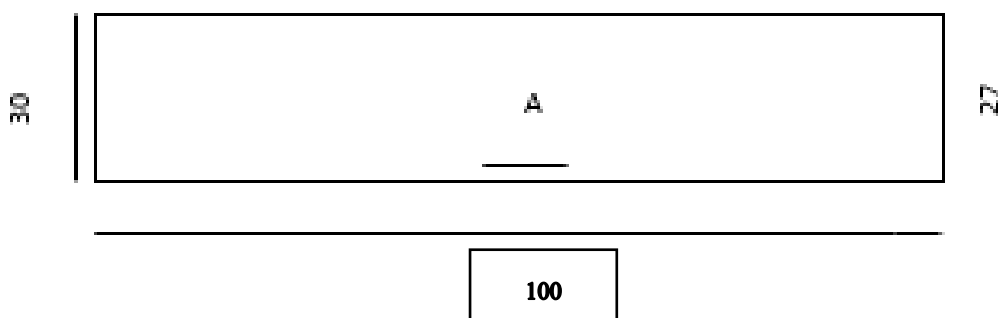


Figure 7.75 : Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_y = 3006.430 \text{ KN}$$

$$M_x = 0.810 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.810}{3006.43} = 0.0003 \text{ m} < \frac{h}{12} = \frac{30}{12} = 0.025 \text{ m} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

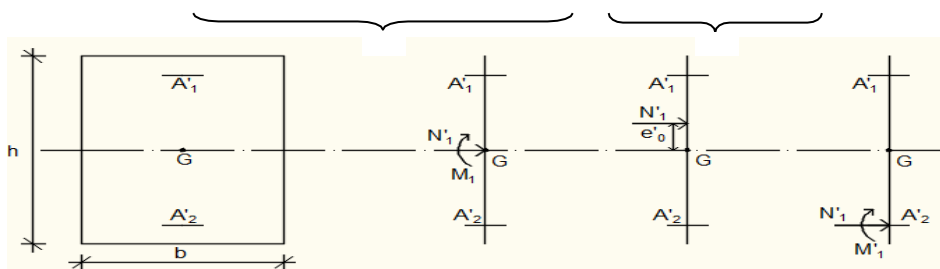


Figure 7.76 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.810 + 3006.430 \times \left(0.27 - \frac{0.30}{2} \right)$$

$$M_1 = \mathbf{361.582 \text{ KN}}$$

$$(1) = (0.337 \times 0.27 - 0.81 \times 0.03) \times 18.50 \times 100 \times 30$$

$$(1) = \mathbf{425.739 \text{ KN.m}}$$

$$(2) = 3256 \times (0.30 - 0.03) - 361.582$$

$$(2) = \mathbf{359.962 \text{ KN.m}}$$

- Conclusion :

$$(1) = 425.739 \text{ KN.m} > (2) = 359.962 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{359.962 \times 10^3}{100 \times 18.5 \times 27^2} = \mathbf{0,2684} < \mathbf{0,397}$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2684}) = \mathbf{0,399}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.399 = \mathbf{0,840}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{388.610 \times 10^3}{0.840 \times 435 \times 27} = \mathbf{39,67 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{\sigma_s} = 39.67 - \frac{3006.430}{400} = \mathbf{32,15 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 30 \times 100 = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = \mathbf{32,15 \text{ cm}^2}$$

- **Choix des armatures :**

Soit : 11T20 = $\mathbf{32,15 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{9 \text{ cm/ml}}$ pour une saie nape

- **L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$$

✓ $S \leq \min(1.5 \times 30 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

Calcul des armatures transversales :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 54460}{(30 \times 27 \times 100)} = \mathbf{0,282 \text{ MPa}}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S \leq \min (1,5 \times 15; 30\text{cm}) = 25\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

- **Armatures transversales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de betonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,23}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 25 = \mathbf{0,16 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 20}{400} \times \frac{0,23}{2} = \mathbf{0,15 \text{ cm}^2}$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max (0,32 ; 0,14) \text{ cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

- **Choix** : $2\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Type	Longueur [m]	Armature verticale [cm ²]	Choix armature		Espacement	Armature horizontale [cm ²]	Choix armature		Espacement
Voile 1	3.5	112,52	39T20	122,52	9	16,65	31T10	24,35	9
Voile 2	3.25	104,48	36T20	113,10	9	16,65	31T10	24,35	9
Voile 3	3	96,45	30T20	94,25	9	16,65	31T10	24,35	9

Tableau 7.35 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage.

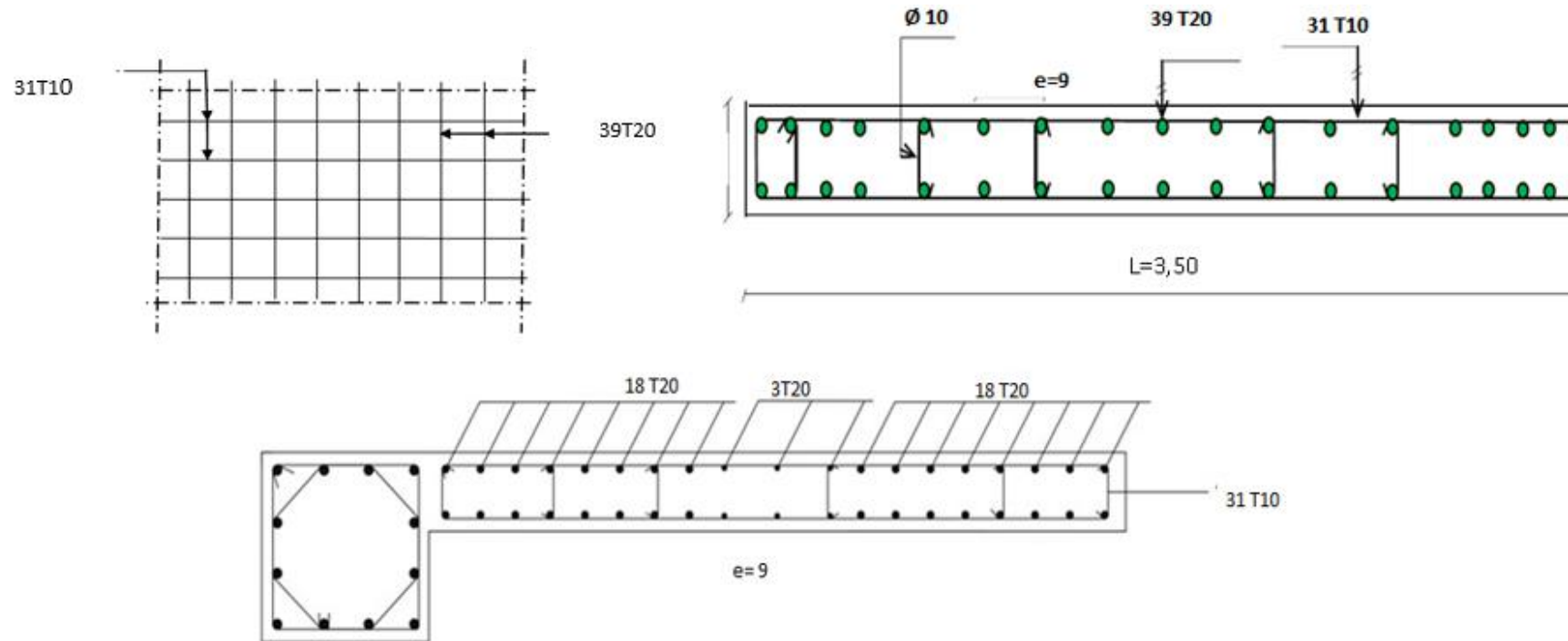


Figure 7.77 : Ferrailage du voile de contreventement.

Chapitre 08 : Etude de fondation

8 Chapitre 08 : Etude de fondation

8.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

8.1.1 Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

8.1.2 Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

8.2 Choix du type de fondation :

8.2.1 Calcul radier général :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de $S = 258.85 \text{ m}^2$, ainsi que le poids de la structure $W = 34078.87 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.

❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 32903,19 + 4413,49 = 37316,68 \text{ KN}$

$$S_S = \frac{37316.68}{200} = 186.58 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \frac{186.58}{585.85} = 0.65 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

8.3 Etude de radier :

8.4 Pré dimensionnement radier général :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

8.4.1 Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{\max} : La plus grande distance entre deux voiles = 7.85 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^7 MPa

I : Inertie d'une bande de 1 m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.7^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} = \mathbf{0.87 \text{ m}}$$

$$h_r \geq \mathbf{1.00 \text{ m}}$$

8.4.2 Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.70}{8} \leq h_r \leq \frac{5.70}{5}$$

$$0.71 \leq h_r \leq 1.14$$

$$h_r = \mathbf{1.00 \text{ m}}$$

8.4.3 Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 3.50 \text{ m} \\ L_y = 5.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{570} = 0.61 \quad \text{Si } 0.4 < \rho < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ T_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{51039.540}{363.65} = 140.353 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} T_u^x = \frac{140.353 \times 3.5}{2} \times \frac{5.7^4}{3.5^4 + 5.7^4} = 215.048 \text{ KN} \\ T_u^y = \frac{140.353 \times 5.7}{2} \times \frac{3.5^4}{3.5^4 + 5.7^4} = 49.787 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 215.048 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{215.0478}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = 0.10 \text{ m}$$

$$h_r = 1.00 \text{ m}$$

8.4.4 Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times 0.4 + 2 \times 2.90 + 4 \times 200 = 14.6$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 26.28 \text{ KN}$ appliquée sur une voile de section $(40 \times 290) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times 14.6 \times 200 \times \frac{30}{1.5}$$

305667,14 ≤

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1.40 \text{ m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

8.4.5 Hauteur et épaisseur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 100 \text{ cm}$

Je prends l'épaisseur de la nervure $b = 50 \text{ cm}$ comme louge de poteaux.

8.4.6 Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{20} = 29 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 50 \text{ cm}$

8.4.7 Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$h_r = 100 \text{ cm}$ et surface du radier : $S = 363.65 \text{ cm}^2$

8.4.8 Combinaison d'action :

8.4.8.1 Vérification des contraintes sous radier :

A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 2.55 + 1.19}{4} = 2.210 \text{ MPa}$$

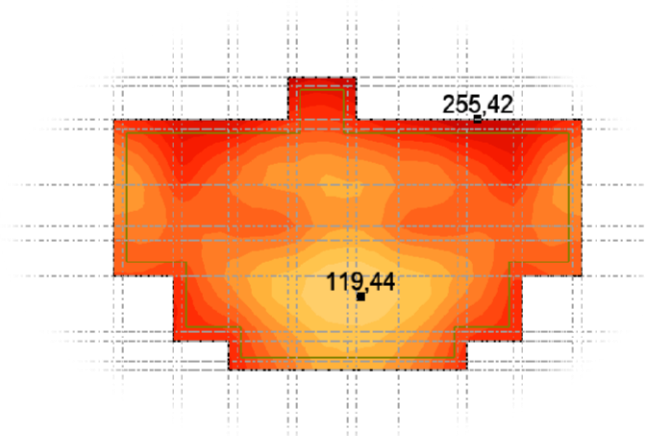


Figure 8.78 : Cartographies a l'ELU.

A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.87 + 0.88}{4} = 1.623 \text{ MPa}$$

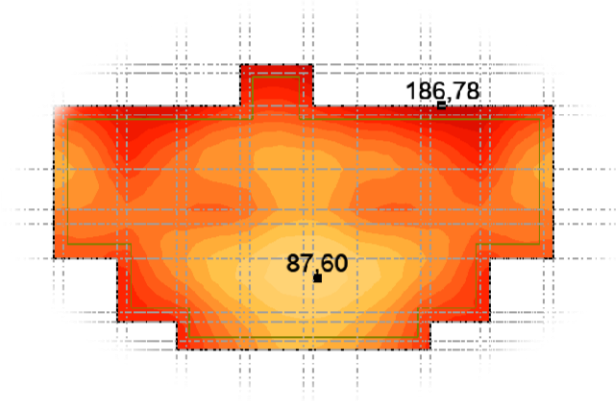


Figure 8.79 : Cartographies à l'ELS.

8.4.9 Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$34078.870 \text{ KN} > 1.5 \times 615.05 \times 10 \times 1$$

$$34078.87 \text{ KN} > 4909.275 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

8.5 Ferraillage du radier :

8.5.1 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

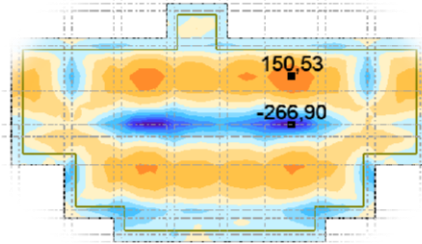
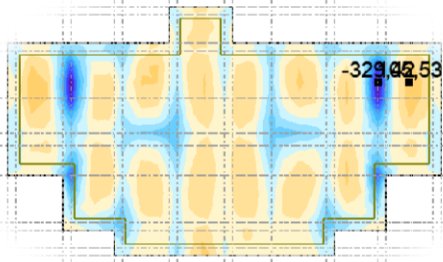
On a obtenu les moments par logiciel robot. ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x \text{ appuis} = 329.42 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 105.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 266.90 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 150.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 266.90 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 150.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

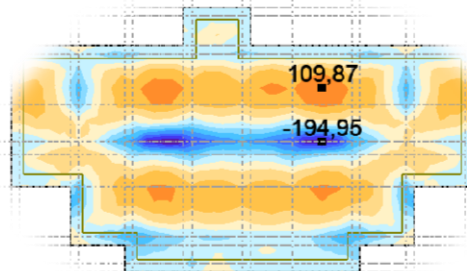
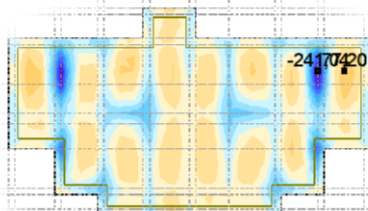
$$\left\{ \begin{array}{l} M_y \text{ appuis} = 266.90 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 150.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



On a obtenu les moments par logiciel robot. **ELS** :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 241.04 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 77.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 194.950 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 109.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$



8.5.2 Ferrailage longitudinal :

8.5.2.1 Sens xx :

8.5.2.1.1 En travée :

8.5.2.1.1.1 Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{105.53 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 45^2} = \mathbf{0.037} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = \mathbf{0.047}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.047 = \mathbf{0.981}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{150.53 \times 10^3}{0.981 \times 348 \times 45} = \mathbf{6.87 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T20 = **21.99 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

8.5.2.1.1.2 Vérification à l'ELU :

8.5.2.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.46 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

8.5.2.1.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.1.1.3 Vérification à l'ELS :

8.5.2.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 329.85 \times y_l - 14843.25$$

$$y_l = 14.24 \text{ cm}$$

8.5.2.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 14.43^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (45 - 14.24)^2)$$

$$I = 408348.42 \text{ cm}^4$$

8.5.2.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{77.20 \times 10^3}{408348.42} \times 14.43 = 2.693 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.693 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 77.20 \times 10^3}{408348.42} \times (45 - 14.43) = \mathbf{8.722 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{8.772 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.1.2 En appuis :

8.5.2.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

8.5.2.1.2.2 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{329.42 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 45^2} = \mathbf{0.088} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = \mathbf{0.115}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.115 = \mathbf{0.954}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{329.42 \times 10^3}{0.954 \times 348 \times 65} = \mathbf{19.19 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T20 = **21.99 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

8.5.2.1.2.3 Vérification à l'ELU :

8.5.2.1.2.3.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{5.43 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{5.46 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.1.2.3.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.1.2.4 Vérification à l'ELS :

8.5.2.1.2.4.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 14843.25$$

$$yl = 14.24 \text{ cm}$$

8.5.2.1.2.4.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 14.43^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (45 - 14.24)^2)$$

$$I = 408348.42 \text{ cm}^4$$

8.5.2.1.2.4.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{241.04 \times 10^3}{408348.42} \times 14.43 = 8.408 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.408 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.1.2.4.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 241.04 \times 10^3}{408348.42} \times (45 - 14.43) = 27.232 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 27.232 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.2 Sens YY:

8.5.2.2.1 En travée :

8.5.2.2.1.1 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{150.53 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 43^2} = 0.057 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.074$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.074 = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{150.53 \times 10^3}{0.970 \times 348 \times 43} = 10.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T20 = **21.99 cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm/ml}$

8.5.2.2.1.2 Vérification à l'ELU :

8.5.2.2.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.19 \text{ cm}^2 < A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

8.5.2.2.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.2.1.3 Vérification à l'ELS :

8.5.2.2.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 329.85 \times y_l - 14183.55$$

$$y_l = 13.86 \text{ cm}$$

8.5.2.2.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 13.86^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (43 - 13.86)^2)$$

$$I = 368838.68 \text{ cm}^4$$

8.5.2.2.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{109.87 \times 10^3}{368838.68} \times 13.86 = 4.130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.130 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.2.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 109.87 \times 10^3}{368838.68} \times (43 - 13.86) = \mathbf{13.912 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{13.912 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.2.2 En appuis :

8.5.2.2.2.1 Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{266.9 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 65^2} = \mathbf{0.078} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = \mathbf{0.102}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.102 = \mathbf{0.959}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{266.9 \times 10^3}{0.959 \times 348 \times 65} = \mathbf{16.18 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T20 = **21.99 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

8.5.2.2.2.2 Vérification à l'ELU :

8.5.2.2.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2.1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{5.19 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{5.19 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.2.2.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8.5.2.2.2.3 Vérification à l'ELS :

8.5.2.2.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 329.85 \times y_l - 14183.55$$

$$y_l = 13.86 \text{ cm}$$

8.5.2.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 13.86^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (43 - 13.86)^2)$$

$$I = 368838.68 \text{ cm}^4$$

8.5.2.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{194.95 \times 10^3}{368838.68} \times 13.86 = 7.328 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.328 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.5.2.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 194.95 \times 10^3}{368838.68} \times (43 - 13.86) = 24.685 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 24.685 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

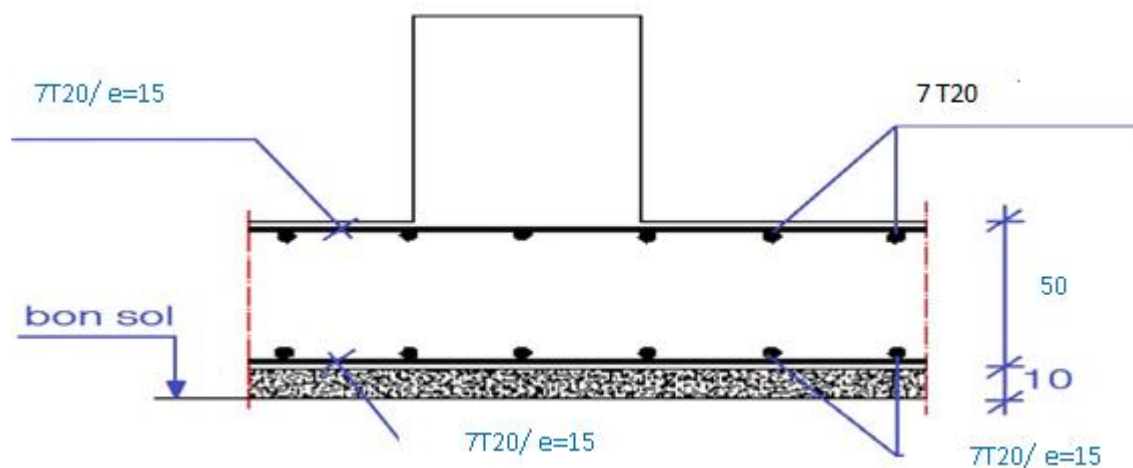


Figure 8.80 : Ferrailages de radire.

8.6 Ferraillage de nervure :

8.6.1.1 Ferraillage longitudinal :

8.6.1.1.1 En travée :

8.6.1.1.1.1 Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{845.08 \times 10^3}{50 \times 14.2 \times 95^2} = \mathbf{0.132} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.132}) = \mathbf{0.178}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.178 = \mathbf{0.929}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{945.08 \times 10^3}{0.929 \times 348 \times 95} = \mathbf{27.50 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T20 = **28.27 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

8.6.1.1.1.2 Vérification à l'ELU :

8.6.1.1.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{5.74 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{5.74 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.1.2.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 95 = \mathbf{23.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{23.75 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.1.2.3 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.1.3 Vérification à l'ELS :

8.6.1.1.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 25 \times y_l^2 + 424.05 \times y_l - 40284.75$$

$$y_l = 32.55 \text{ cm}$$

8.6.1.1.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 32.55^3}{3} + 15 \times (28.27 \times (95 - 32.55)^2)$$

$$I = 2228576.15 \text{ cm}^4$$

8.6.1.1.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{617.36 \times 10^3}{2228576.15} \times 32.55 = 9.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.016 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 617.36 \times 10^3}{2228576.15} \times (95 - 32.55) = 25.951 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 25.951 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.2 En appuis :

8.6.1.1.2.1 Calcul des ferrailages :

ELU :

8.6.1.1.2.2 Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{521.75 \times 10^3}{50 \times 14.2 \times 95^2} = 0.082 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}) = 0.107$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.107 = 0.957$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{521.75 \times 10^3}{0.957 \times 348 \times 65} = 16.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T20 = 25.13 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

8.6.1.1.2.3 Vérification à l'ELU :

8.6.1.1.2.3.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 5.74 \text{ cm}^2 < A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.2.3.2 RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 95 = 23.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 23.75 \text{ cm}^2 < A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.2.3.3 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.2.4 Vérification à l'ELS :

8.6.1.1.2.4.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 25 \times y_l^2 + 376.95 \times y_l - 35810.25$$

$$y_l = 31.05 \text{ cm}$$

8.6.1.1.2.4.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 31.05^3}{3} + 15 \times (25.13 \times (95 - 31.05)^2)$$

$$I = 2040498.70 \text{ cm}^4$$

8.6.1.1.2.4.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{380.40 \times 10^3}{2040498.70} \times 31.05 = 5.789 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.789 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

8.6.1.1.2.4.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 200) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 380.40 \times 10^3}{2040498.70} \times (95 - 31.05) = \mathbf{17.882 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{17.882 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée.

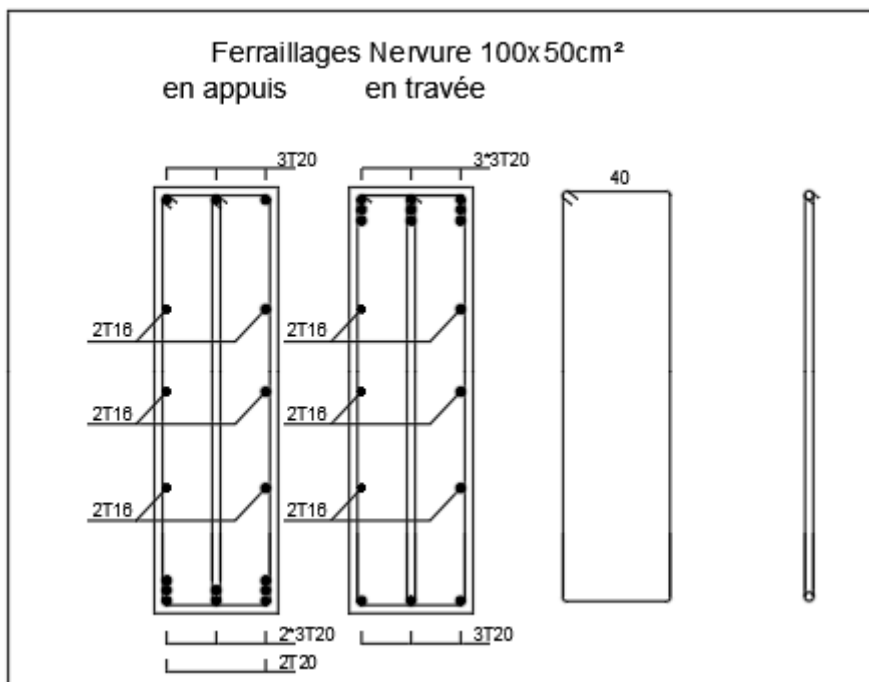


Figure 8.81 : Ferrailages Nervure.

Conclusion générale

Le présent travail de ce mémoire a visé principalement l'analyse de la structure en se basant sur des données et limités par des règlements technique afin de déterminer de la descente de charge, le pré-dimensionnement et ferrailage des éléments résistant et d'autres non structuraux.

Durant l'étude du bâtiment en RDC+ 9 étages, on a exploité tout les connaissances basic concernant la résistance des matériaux de construction et spécialement le comportement du béton armé vis-à-vis les sollicitations que les éléments d'une structure sont soumis. En s'appuyant sur des conceptions sismiques, économique conservant l'aspect architectural de la structure

Tout en respectant les hypothèses (code) de calcul et suivre les règlements stricte décrivant les situations de chargement tel que l'état limite ultime, et de service. Et par la maîtrise de l'outil informatique développé dans le domaine du génie civil.

Il est important de signaler que les génies civils doivent jouer un rôle très important dans le développement de la société et cela par l'implication directe dans la résolution de toutes les inquiétudes et les exigences qui sont poser, en appliquant de nouvelles techniques et matériaux.

Enfin, le travail présenter de ce mémoire traduit les résultats des efforts aboutis par nos chers enseignants et nos connaissances acquises durant les années d'études universitaires qui nous ont permit de développer des connaissances et appliquer les outils important pour le calcul d'une structure en béton armé pour assuré sa stabilité et durabilité.

Bibliographie

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures

Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des

Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges

D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul

Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires

ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne

RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ AUTOCAD 2018 (Dessin)

- ✓ ROBOT 2019 (Analyse des structures).

