

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université de Djilali Bounaama à Khemis-Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire du Projet de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de **Master**

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **Structures**

Thème

Etude d'un bâtiment en R+8 à usage d'habitation

Réalisé par :

DJERMOUNI Abdelkader

GUETTACHE Abdennour

Encadré par :

Mr : HAMLİ BENZAHAR Hamid

Année universitaire : 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Il nous est agréable de pouvoir enfin exprimer tous nos remerciements :

- *Avant tout, le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons Jamais d'être nous, qui nous a donné la santé, la sagesse, et le pouvoir de faire ce travail.*
- *A monsieur HAMLIBENZAHAR Hamid notre promoteur pour l'aide scientifique et sa patience à notre égard.*
- *A tous les enseignants du département Génie civil qui nous ont fait bénéficier de leurs connaissances et de leurs compétences.*
- *Aux membres de jury, pour accepter de juger notre travail.*
- *Aux tous qui nous ont aidé à terminer ce modeste travail.*

DÉDICACE

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que*

Dieu me les garde

À... *Mon cher père, Ma chère mère,*

Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup

∞ *Toute la famille **GUETTACHE***

∞ *Mon binôme **ABDELKADER***

∞ *Mes amis : **ELHOUSEYN, OUUSSAMA, RACHID, NOUREDDINE, RIDA,***

ALAA, RAOUF

∞ *Tous ceux qui me connaissent*

∞ *À toute la promotion **2016***



Abdenmour



DEDICACES

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance:

A celle qui a tout donnée, tout sacrifiée, ma mère.

*A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me
voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui à
toujours souhaité me voir à la hauteur, mon père.*

A mes frères et à toute la famille.

A tous mes amis

A tous ceux que j'aime et à tous ceux qui me sont très chers.

Abdelkader

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية (طابق أرضي+ 8 طوابق) والواقعة في ولاية البليدة ,المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 ب حسب مقياس القواعد الزلزالية الجزائرية 99 نسخة معدلة سنة 2003. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات' الأعمدة و الجدران من الخرسانة المسلحة' لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. علما أن قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس القواعد الزلزالية الجزائرية 99 نسخة معدلة سنة 2003. ومقياس الخرسانة المسلحة (BAEL , 1991). التحليل و حساب القوى الداخلية لعناصر البناية قد أنجز بواسطة برنامج ETABS . كان تعزيز البناية بالجدران الداعمة أمراً ضرورياً حيث يتم التحقق من التشريد الجانبي البيني للهيكل والفترات في الحالات الثلاث المختلفة لاماكن الجدران. طالما أن الاساسات لا تحقق ثبات المبنى ، فعندئذ يتم اختيار قاعدة عامة.

الكلمات المفتاحية: بناية , الخرسانة المسلحة , ETABS ,مقياس القواعد الزلزالية الجزائرية 99. BAEL 1991.

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+8) situé à Blida, qui est classée en zone sismique Iib selon le RPA 1999 version 2003. Le pré-dimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément au BAEL1991 modifié 1999. L'analyse de la réponse de la structure vis à vis les charges appliquées a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS. Le renforcement de la structure par les voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure et les périodes soient vérifiées dans les trois cas différents des dispositions des voiles. Tant que les semelles filantes ne vérifient pas la stabilité de bâtiment alors il est opté pour un radier général.

Mots clés: bâtiment, RPA 1999 version 2003, BAEL1991 modifié 1999, ETABS.

ABSTRACT

This paper deals with the study of a structure of a building (R + 8) located in Blida, which is classified in seismic zone Iib according to RPA 1999 version 2003. The pre-dimensioning of the structural elements was done according to BAEL 1991 modify 1999. The analysis of the response of the structure to the applied loads was carried out by the calculation software ETABS. The reinforcement of the structure by the bracing sails was necessary because the inter-stage lateral displacements of the structure and the periods are checked in the three different cases of the sail layouts. As long as the shoe soles do not check the building stability then it is opted for a general raft.

Key words: building, RPA 1999 version 2003, BAEL 1991 modify 1999, ETABS.

Sommaire :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	
Introduction.....	3
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2 Description de l'ouvrage.....	3
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol.....	14
I.5 Hypothèses de calcul.....	14
Chapitre II : Pré dimensionnement	
Introduction.....	16
II.1 Pré dimensionnement des planchers.....	16
II.2 Evaluation des charges	17
II.3 Pré dimensionnement des poutres.....	20
II.4 Pré dimensionnement des poteaux.....	24
II.5 Pré dimensionnement des voiles de contreventement	31
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Introduction	33
III.1 Etude et calcul de l'acrotère.....	33
III.2 Etude et calcul des balcons	39
III.3 Etude et calcul des escaliers	44
III.4 Etude et calcul du plancher.....	64
III.5 Dalle machine	84

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction.....	89
IV.1 Objectif de l'étude dynamique.....	89
IV.2 Choix de la méthode de calcul	89
IV.3 Interprétation des résultats de l'analyse sismique	93

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction.....	114
V.1 Ferrailage des poteaux.....	114
V.2 Ferrailage des poutres.....	126
V.3 Ferrailage des voiles.....	148
V.4 Calcul des linteaux	160

Chapitre VI : Calcul des fondations

Introduction	167
VI.1 Facteurs de choix du type des fondations	167
VI.2 Choix du type des fondations	167
VI.3 Etude du radier générale	171
VI.4 Etude du voile périphérique	184

Conclusion	189
------------------	-----

Références Bibliographique

Annexes

LIST DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....	12
--	----

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Surfaces reprise par chaque poteau en m ²	24
Tableau II.2 : Les charges permanentes portées par le poteau C03.....	29
Tableau II.3 : Dégression des charges d'exploitation pour le poteau central C03.....	30
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.....	30
Tableau II.5 : Vérification de la section du poteau à l'E.L.S.....	31

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III .1 : Dimensions d'escalier.....	45
Tableau III .2 : Combinaisons des charges et surcharges à l'E.L.U et l'E.L.S.....	47
Tableau III .3 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	56
Tableau III.4 : Les sollicitations.....	58
Tableau III.5 : Récapitulation des efforts internes.....	66
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de calcul des moments et des efforts tranchants.....	72
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'E.L.S.....	79
Tableau III.8 : Vérification de la flèche de plancher.....	81
Tableau III .9 : Calcul des sollicitations.....	86
Tableau III .10 : Ferrailage de la dalle en travée dans les deux sens.....	86
Tableau III .11 : Ferrailage de la dalle en appui dans les deux sens.....	86
Tableau III .12 : Vérification des contraintes.....	88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure.....	91
Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes.....	95
Tableau IV.3 : Pourcentage de participation massique.....	96
Tableau IV.4 : Vérification des périodes.....	97
Tableau IV.5 : Valeurs de la force sismique.....	99

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	99
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	100
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y.....	100
Tableau IV.9 : Le comportement des trois premiers modes.....	103
Tableau IV.10 : Pourcentage de participation massique.....	103
Tableau IV.11 : Vérification des périodes.....	104
Tableau IV.12 : Valeurs de la force sismique.....	104
Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	104
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	104
Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y.....	105
Tableau IV.16 : Le comportement des trois premiers modes.....	108
Tableau IV.17 : Pourcentage de participation massique.....	108
Tableau IV.18 : Vérification des périodes.....	109
Tableau IV.19 : Valeurs de la force sismique.....	109
Tableau IV.20 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	109
Tableau IV.21 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	110
Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y.....	110
Tableau IV.23 : Vérification de l'effet P- Δ sens X.....	111
Tableau IV.24 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y.....	112

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	114
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux cas (N^{\max} , M^{corr}).....	116
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux cas (M^{\max} , N^{corr}).....	116
Tableau V.4 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	116
Tableau V.5 : Vérifications des contraintes cas (N^{\max} , M^{cor}).....	117
Tableau V.6 : Vérifications des contraintes cas (M^{\max} , N^{cor}).....	118
Tableau V.7 : Vérification de sollicitations normale.....	118
Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	120
Tableau V.9 : Espacement maximales selon RPA99 (version 2003).....	121
Tableau V.10 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	122
Tableau V.11 : Ferrailage longitudinal des poutres porteuses.....	127
Tableau V.12 : Choix d'armatures des poutres porteuses.....	131

Tableau V.13: Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses.....	135
Tableau V.14 : Choix d'armatures des poutres non porteuses.....	138
Tableau V.15 : Récapitulation de ferrailage des poutres.....	140
Tableau V.16 : Etapes de la vérification des contraintes en flexion simple à l'ELS.....	141
Tableau V.17 : Vérification des poutres à l'ELS.....	142
Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	142
Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales.....	143
Tableau V.20 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	145
Tableau V.21 : Vérification de la flèche.....	146
Tableau V.22 : Calcul des armatures principales du voile.....	151
Tableau V.23 : Choix des armatures principales du voile.....	154
Tableau V.24 : Armatures de répartition du voile.....	156
Tableau V.25 : Vérification de la contrainte limite du béton.....	157
Tableau V.26 : Vérification du voile à l'effort tranchant.....	158

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes	169
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	176
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	176
Tableau VI.4 : Calcul des moments.....	178
Tableau VI.5 : Ferrailage du radier à l'ELU.....	179
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.....	179
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (x-x).....	180
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (y-y).....	180
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.....	180
Tableau VI.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	181
Tableau VI.11 : Calcul des armatures transversales.....	182
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes.....	184
Tableau VI.13 : Calcul des moments.....	186
Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.....	186
Tableau VI.15 : Calcul des moments.....	187
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	187

LIST DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Vue en plan.....	04
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	11
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	11
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	13

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	17
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	18
Figure II.3 : Constituants d'un mur extérieur (double cloison).....	19
Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère	20
Figure II.5 : Poutre porteuse la plus sollicitée (axe03).....	22
Figure II.6 : Poutre non porteuse la plus sollicitée.....	23
Figure II.7 : Section réduite du poteau.....	26
Figure II.8 : Surface revenant au poteau central.....	28
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.....	31
Figure II.10 : Coupe de voile en plan.....	32

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Schéma représentatif de l'acrotère.....	33
Figure III.2 : Diagramme des sollicitations à l'ELU (combinaison fondamentale)..	34
Figure III.3 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure III.5 : Schéma statique du chargement du balcon.....	40
Figure III.6 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU.....	40
Figure III.7 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS.....	41
Figure III.8 : Ferrailage des balcons.....	43
Figure III.9 : Schéma d'escalier.....	44
Figure III.10 : Schéma statique (E.L.U).....	47
Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	48

Figure III.12 : Diagramme de moment à l'E.L.U.....	48
Figure III.13 : Schéma statique (E.L.S).....	48
Figure III.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	49
Figure III.15 : Diagramme de moment à l'E.L.S.....	49
Figure III.16 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	56
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64
Figure III.18 : Dimensions de la poutrelle.....	65
Figure III.19 : Schéma statique de la poutrelle à six (06) travées.....	71
Figure III.20 : Diagramme de moment à l'E.L.U.....	73
Figure III.21: Diagramme de moment à l'E.L.S.....	73
Figure III.22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	74
Figure III.23 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	74
Figure III.24 : Coupe de section rectangulaire et section en T.....	75
Figure III.25 : Ferrailages des poutrelles.....	82
Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression..	84
Figure III.27 : Panneau de la dalle machine.....	85
Figure III.28 : Ferrailage de la dalle machine.....	88

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	92
Figure IV.2 : Première modèle par 'ETABS'.....	93
Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers modes.....	95
Figure IV.4 : Deuxième modèle par 'ETABS'.....	101
Figure IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.....	102
Figure IV.6 : Model finale par 'ETABS'.....	106
Figure IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.....	107

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Ferrailage des poteaux de RDC.....	123
Figure V.2 : Ferrailage des poteaux de 1 ^{ere} et de 2 ^{eme} étage.....	123
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux de 3 ^{eme} et de 4 ^{eme} étage.....	124

Figure V.4 : Ferrailage des poteaux de 5 ^{ème} étage.....	124
Figure V.5 : Ferrailage des poteaux de 6 ^{ème} étage.....	125
Figure V.6 : Ferrailage des poteaux de 7 ^{ème} étage et de 8 ^{ème} étage.....	125
Figure V.7 : Arrêt des barres.....	144
Figure V.8 : ferrailage des poutres porteuses.....	147
Figure V.9 : ferrailage des poutres non porteuses.....	147
Figure V.10 : Sollicitation des voiles.....	148
Figure V.11: Vue en plan.....	151
Figure V.12 : Exemple de ferrailage du voile (voile 9 ; RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage).....	159
Figure V.13 : Exemple de ferrailage du voile (voile 11 ; RDC).....	159
Figure V.14 : Ferrailage du linteau.....	166

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée.....	168
Figure VI.2 : La forme de la semelle filante coupe A-A.....	169
Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	171
Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.....	174
Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.....	175
Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.....	179
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures sens x-x.....	182
Figure VI.8 : Ferrailage des nervures sens y-y.....	183
Figure VI.9 : Ferrailage de débord.....	184
Figure VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.....	188

SYMBOLES UTILISES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.

- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèc.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

INTRODUCTION

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle à de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peut lui occasionner. Pour chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

La conception d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et esthétiques ce qui oblige l'ingénieur ou l'architecte à tenir compte des données suivantes :

- L'usage de la fonctionnalité.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques.
- Les conditions économiques.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples:

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un rez de chaussée et huit étages, dont le système de contreventement mixte et assuré par des voiles et des portiques.

Ce mémoire comprend six (6) chapitres:

Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique ce qui est représenté dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre consiste à l'étude des éléments secondaires « l'acrotère, le balcon, l'escalier et le plancher ».

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations à l'aide du logiciel de calcul **ETABS**, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre.

Le chapitre VI consiste à faire calculer le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Nous terminons ce mémoire par quelque conclusions.

CHARITRE I
PRESENTATION
DE L'OUVRAGE

Introduction :

L'étude de ce projet comprend la partie de conception des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles,...) et le calcul des éléments non structuraux (escalier, acrotère, balcon, plancher...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91 et CBA93**).

L'objectif de ce chapitre est la présentation des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié est une structure en béton armé , à une forme de **L (Figure I.1)**, composé d'un rez-de-chaussée commercial et de huit étages à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Blida, commune de Larbaa, qui est classée dans la zone sismique IIb où la sismicité est considérée moyenne, selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**).

I.2 Description de l'ouvrage :**I.2.1 Dimension :****a) Dimension en élévation :**

- Hauteur de RDC04,08 m.
- Hauteur d'étage courant.....03,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment32,22 m.

b) Dimension en plan :

- La Longueur totale suivant (x-x) :.....26,65 m.
- La Largeur totale suivant (y-y) :.....24,45 m.



Figure I.1 : Vue en plan.

I.2.2 Ossature de l'ouvrage :

La structure est composée d'un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles en béton armé suivant les deux sens, ce système capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales, donc d'après **RPA 99 version 2003** le système de contreventement de ce bâtiment est de type **(4b)**.

I.2.3 Classification du bâtiment :

Comme le projet est un bâtiment à usage d'habitation avec sa hauteur qui ne dépasse pas 48 m, donc l'ouvrage du bâtiment est classé dans le groupe 2, ouvrages courants ou d'importances moyennes, selon le **RPA 99 version .2003**.

I.2.4 Planchers :

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

- Plancher en corps creux pour tous les étages.
- Plancher en dalle pleine pour les balcons.

a) Planchers en corps creux :

Ce type de plancher est constitué des poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La 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.

b) Planchers en dalle pleine :

Pour les balcons, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2.5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur), séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6 Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un type d'escalier de deux volées et un palier intermédiaire (escaliers droits avec paliers) du RDC au 8^{ème} étage.

I.2.7 Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de salle machinerie, puis que la hauteur de ce bâtiment est importante donc la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.2.8 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.2.9 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Béton :

Le béton est un matériau composite constitué des granulats durs de diverses dimensions (sable + gravier), des constituants minéraux actifs sont les liants (les Ciments), l'eau, et éventuellement des adjuvants pour améliorer certaines caractéristiques à l'état frais qu'à l'état durci, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Avantages de béton :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b) Composition et dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton est varié en fonction des dimensions maximales des granulats, de la résistance souhaitée, et même de la consistance du béton frais désirée.

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

350 kg de ciment CEM II/ A 42,5

400 L de sable $2 \text{ mm} \leq C_g \leq 5 \text{ mm}$

800 L de gravillons $8 \text{ mm} \leq C_g \leq 25 \text{ mm}$

175 L d'eau de gâchage.

c) Résistance du béton :**c.1 Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette résistance est mesurée par la compression axiale d'une éprouvette cylindrique normalisée de diamètre de 16 cm et de 32 cm d'hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \dots \dots \dots [1]$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

c.2 Résistance à la traction :

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de $f_{cj} < 40 \text{ Mpa}$ à l'âge (j) jours par:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \dots \dots \dots [1]$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

d) Module de Déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale est assez vague à cause du fluage, en effet la déformation totale (fluage compris) est trois fois plus grande que la déformation instantanée.

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte-déformation ($\sigma - \xi$) d'un test de compression axiale d'une éprouvette.

La notion de coefficient d'élasticité d'après sa définition :

$$E = \frac{(\text{contrainte unitaire})}{(\text{déformation relative})} = \frac{f_{cj}}{\Delta l/l}$$

Cela conduit à considérer deux modules élastiques :

d.1 Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures [1].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots [1]$$

($f_{cj}; E_{ij}$: en MPa)

d.2 Module d'élasticité différée « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la considération dans les calculs des déformations l'effet du retrait et du fluage [1].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots [1].$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. Sa valeur varie de 0,15 à 0,30 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} \dots\dots\dots [1]$$

On le prend en général égal :

$\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations (E.L.S).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

f) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

g) Contraintes limites de calcul :

On distingue deux sortes d'état limite :

1. Etat limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime (ELU) correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

2. Etats limite de service (ELS) :

L'état limite de service (ELS) définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivants:

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

g.1 Contraintes à l'état limites ultime (ELU) :

La contrainte limite du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots [1]$$

avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17$ MPa.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48$ MPa.

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

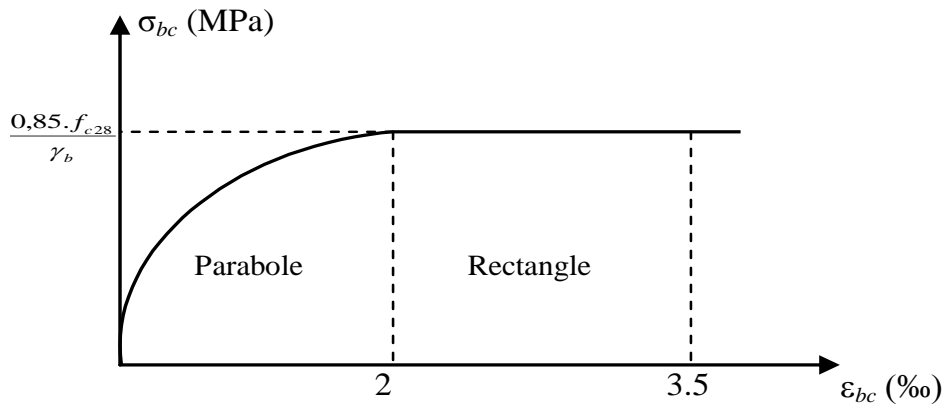


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

g.2 Contraintes à l'état limites de services (ELS) :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots [1]$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

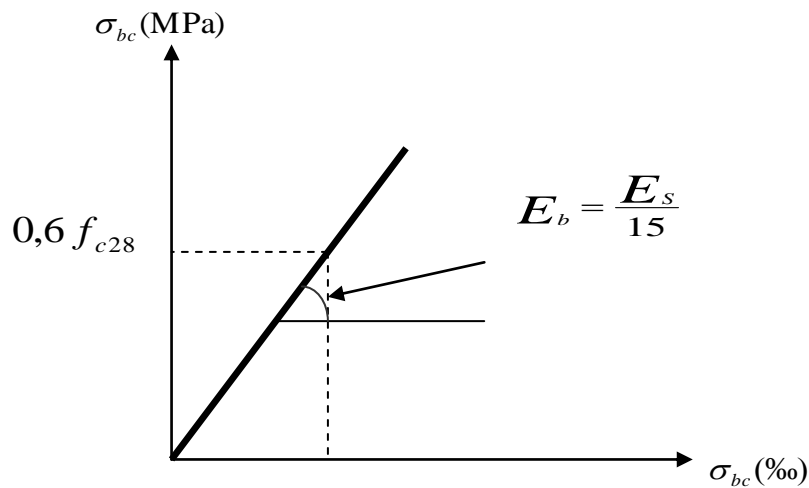


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, nous utilisons généralement les types d'aciers suivants pour les travaux des bâtiments :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$: TLE52.

a) Limite d'élasticité de l'acier :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e , cette valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE40	400	14	490
Fils de treillis soudés	$\Phi > 6\text{mm}$	500	14	580

b) Module d'élasticité des aciers :

Les expériences ont montrés que le module d'élasticité de l'acier est fixée quelque soit la nuance de l'acier, sera pris égal à :

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa} \dots\dots [1]$$

c) Contrainte limite de l'acier :

c.1 Contraintes à l'état Limite Ultime (ELU) :

On adopte le diagramme (contraintes-déformations) suivant :

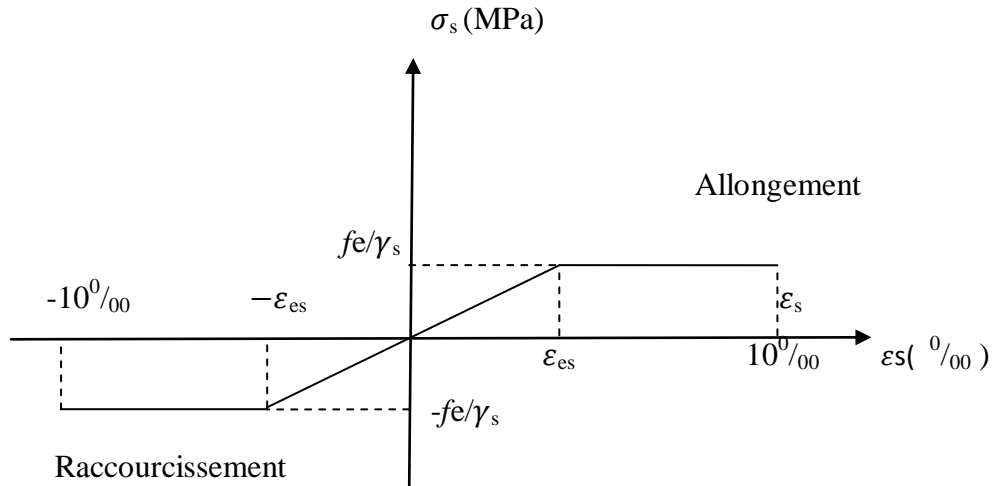


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier, $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$.

σ_s : Contrainte de l'acier, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires.} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles.} \end{cases}$$

c.2. Contraintes à l'état limite de service (E.L.S) : [1].

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right)$ (MPa)

avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence

d) Coefficient d'équivalence :

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

avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le laboratoire qui est chargé par l'étude géotechnique du sol, le terrain d'assise de l'ouvrage est un site meuble (S3), ainsi que la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 1,5$ bars.

I.5 Hypothèses de calcul :

a) État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 pour mille (‰) en flexion simple ou composée et à 2 pour mille (‰) dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 pour mille (‰).

b) État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles...).

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le **RPA 1999 version 2003, BAEL 1991 modifié 1999** et **CBA 1993**.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage horizontal créant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles ...). Ils assurent également la protection contre l'incendie.

Dans notre projet nous allons utiliser deux types de planchers, plancher en corps creux et le plancher en dalle plein.

a) Plancher en corps creux :

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrages corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place .

L'épaisseur de la dalle tous dépend de la longueur des poutrelles, c.à.d. la distance maximale entre l'extrémité de deux poutres principales. On utilise généralement la formule suivante pour le calculer:

$$e \geq \frac{L}{25} \dots\dots [2]$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La portée maximale entre axes des poutres.

$$L_{\max} = 5,20\text{m} \Rightarrow e \geq 20,8\text{cm}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle de compression collée en place selon les regles de **BAEL91 (article b.7.2.2)** est égale à 4cm.

On prend l'épaisseur pour la dalle égale à (20+4) cm.

b) plancher en dalle plein :

L'épaisseur de la dalle tous dépend la longueur entre axes des poutres supportent la dalle. On à utilisé la formule suivante pour la calculer:

$$e \geq \frac{L}{30} \dots\dots [2]$$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle plein.

L : La portée maximale entre axes des poutres portent la dalle plein.

$$L_{\max} = 4,10m \Rightarrow e \geq 13,67cm$$

On prend l'épaisseur pour la dalle égale à 15 cm.

II.2 Evaluation des charges :

Le but d'une descente de charges est de trouver les charges qui s'appliquent sur chaque élément de la structure pour le dimensionner.

II.2.1 Charges permanentes :

a) Plancher terrasse inaccessible :

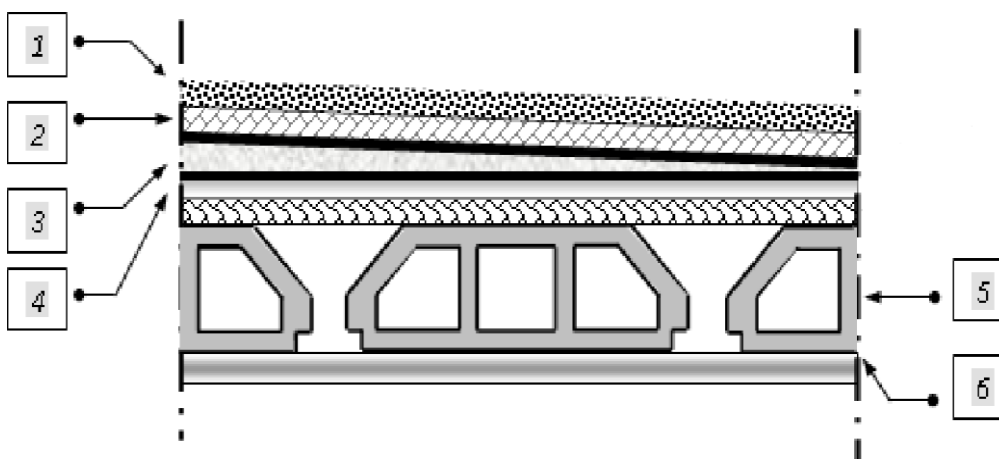


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

1- Protection gravillons (5cm).....	$0,05 \times 20 = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
2- Etanchéité multicouches (2 cm).....	$0,02 \times 6 = 0,12 \text{ KN/m}^2$.
3- Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10\text{cm}$).....	$0,1 \times 22 = 2,20 \text{ KN/m}^2$.
4- Isolation thermique (4cm).....	$0,04 \times 4 = 0,16 \text{ KN/m}^2$.
5- Dalle à corps creux (20+4).....	$= 3,30 \text{ KN/m}^2$.
6- Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$.
	<hr/> $\Sigma G = 6,98 \text{ KN/m}^2$.

La charge permanente de plancher terrasse inaccessible est : $G_t = 6,98 \text{ KN/m}^2$.

b) Plancher courant :

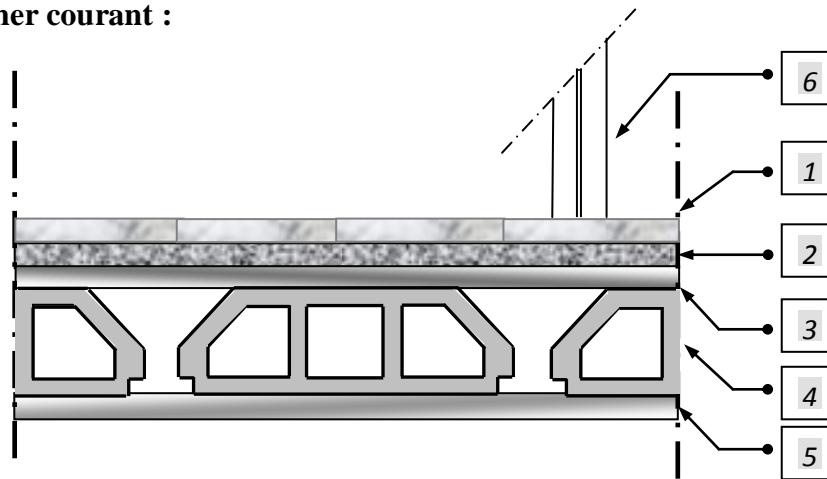


Figure II.2 : Coupe verticale du Plancher courant à corps creux.

1- Carrelage (2cm)	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.
2- Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$.
3- Lit de sable (3cm)	$0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$.
4- plancher à corps creux (20 + 4).....	$= 3,30 \text{ KN/m}^2$.
5- Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$.
6- Cloisons légères	$= 1,00 \text{ KN/m}^2$.
	<hr/> $\Sigma G = 5,88 \text{ KN/m}^2$.

La charge permanente de plancher courant est : $G_C = 5,88 \text{ KN/m}^2$.

c) Maçonneries :

- Mur extérieur à double cloisons :

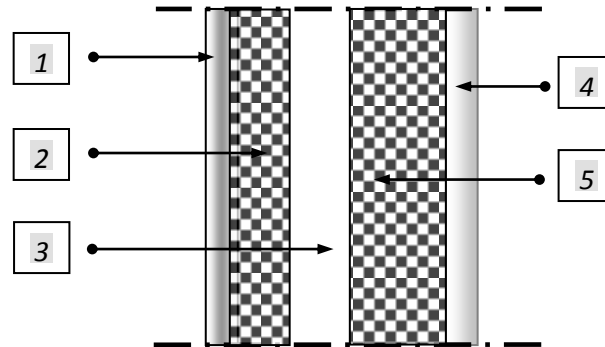


Figure II.3 : Constituants d'un mur extérieur (double cloison).

1- Enduit en plâtre (2cm)	$0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$.
2- Briques creuses (10cm).....	$0,90 \text{ KN/m}^2$.
4- Briques creuses (15cm).....	$1,30 \text{ KN/m}^2$.
5- Enduit en ciment (2cm)	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$.
	$\underline{\Sigma G_m = 2,80 \text{ KN/m}^2}$.

La charge permanente de mur extérieur (double cloison) est: $G_m = 2,80 \text{ KN/m}^2$.

d) Acrotère :

On considère une bande de 1 m de largeur.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$g_0 = \rho \times S$$

avec :

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1)/2 = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

- Le poids des éléments en béton armé :

$$g_0 = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

- Le poids du revêtement (e = 2cm ; ρ = 18KN/m³) :

$$g_1 = 18 \times 0,02 \times (0,60 \times 2 + 0,10) = 0,47 \text{ KN/ml}$$

$$G = g_0 + g_1 = 2,20 \text{ KN/m.}$$

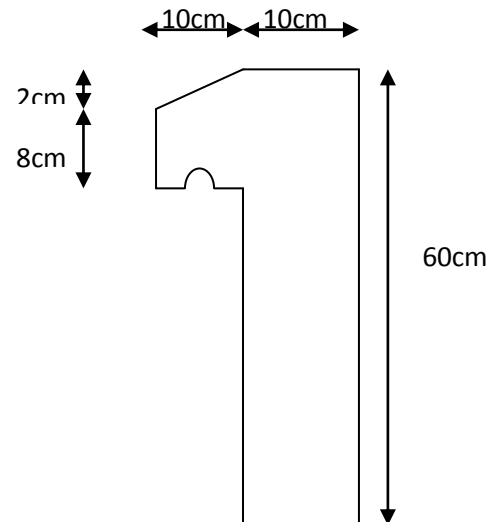


Figure II.4: Dimensions de l'acrotère.

II.2.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Plancher terrasse (inaccessible).....	1,0 KN/m ² .
Plancher courant (habitation).....	1,5 KN/m ² .
Balcon.....	3,5 KN/m ² .
Acrotère.....	1,0 KN/ml.

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91 modifié 99**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**). Leur pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

a) **Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques suivante :**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots [6]$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots [6]$$

avec :

L : portée de la poutre entre axes.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

b) Détermination des dimensions (h, b) en fonction des sollicitations :

$$bh \geq 0.6V \quad \text{et} \quad bh^2 \geq 0.5M \dots \dots [6]$$

avec :

M : moment à ELS en (MN.m).

V : effort tranchant à ELS en (MN.m).

b : largeur en (m).

h : hauteur en (m).

g : charge permanente en (KN/ml).

q : charge variable en (KN/ml).

L : portée de la poutre entre axes.

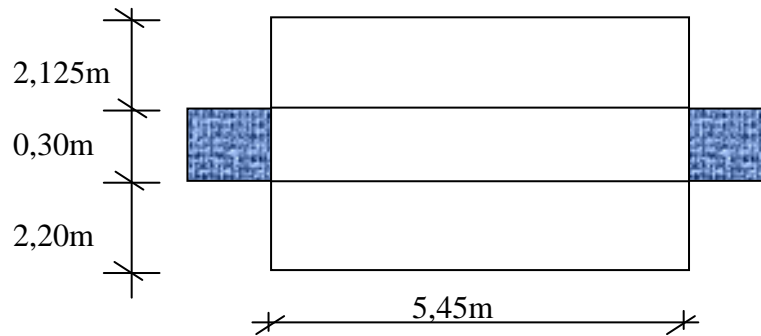
	Poutre sur appuis simples	Poutre continue
M	$M = M_0 = (g + q) L^2/8$	$M = 0,8M_0$
V	$V = V_0 = (g + q) L/2$	$V = 1,1 V_0$

c) Vérification la condition de la flèche :

$$bh^3 \geq 0.05ML \dots \dots [6]$$

d) Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1 Poutre porteuse : $L = 5,90\text{m}$ **Figure II.5 :** Poutre porteuse la plus sollicitée (axe03).

a) Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques suivante :

$$36,87\text{cm} \leq h \leq 59,00\text{cm}$$

On choisit : $h = 50\text{cm}$

$$15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On choisit : $b = 30\text{cm}$

b) Détermination des dimensions (h, b) en fonction des sollicitations

$$M = 0,8 ((6,98 + 1,00) \times 4,325 + (25 \times 0,45 \times 0,30)) \times 5,45^2/8 \times 10^{-3} = 0,11\text{MN.m}$$

$$V = 1,1 ((6,98 + 1,00) \times 4,325 + (25 \times 0,45 \times 0,30)) \times 5,45/2 \times 10^{-3} = 0,11\text{MN}$$

$$bh \geq 0,66 \quad \text{et} \quad bh^2 \geq 0,055$$

Si on considère que $h = 3/2 b$:

$$h \geq 0,31\text{ m} \quad \text{et} \quad h \geq 0,43\text{ m}$$

On choisit : $h = 50\text{cm}$

$$b \geq 0,21\text{ m} \quad \text{et} \quad b \geq 0,29\text{ m}$$

On choisit : $b = 30\text{cm}$

c) Vérification la condition de la flèche :

$$bh^3 = 0,15 \geq 0,05ML = 0,03 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

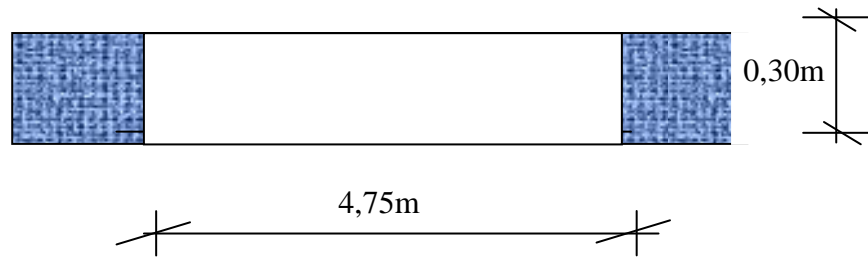
d) Vérification Selon le RPA 99 version 2003 :

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h = 50\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les trois conditions dictées par le **RPA 99 version 2003** sont vérifiées.

II.3.2 Poutre non porteuse : $L = 5,20\text{m}$ **Figure II.6 :** Poutre non porteuse la plus sollicitée.

a) Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques suivante :

$$32,5\text{cm} \leq h \leq 52,00$$

On choisit : $h = 45\text{cm}$

$$13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{ cm}$$

On choisit : $b = 30\text{cm}$

b) Détermination des dimensions (h, b) en fonction des sollicitations :

$$M = 0,8((6,98 + 1,00) \times 0,95 + (25 \times 0,40 \times 0,30)) \times 4,75^2/8 \times 10^{-3} = 0,023\text{ MN.m}$$

$$V = 1,1((6,98 + 1,00) \times 0,95 + (25 \times 0,40 \times 0,30)) \times 4,75/2 \times 10^{-3} = 0,028\text{ MN}$$

$$bh \geq 0.017 \quad \text{et} \quad bh^2 \geq 0.012$$

Si on considère que $h = 3/2 b$:

$$h \geq 0.16\text{ m} \quad \text{et} \quad h \geq 0.26\text{ m}$$

On choisit : $h = 45\text{cm}$

$$b \geq 0.11\text{ m} \quad \text{et} \quad b \geq 0.17\text{ m}$$

On choisit : $b = 30\text{cm}$

c) Vérification la condition de la flèche :

$$bh^3 = 0,135 \geq 0.05ML = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Vérification Selon le RPA 99 version 2003 :

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h = 50\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les trois conditions dictées par le **RPA 99 version 2003** sont vérifiées.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, le poteau de grande surface d'influence ou le poteau le plus chargé.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.1 Calcul des sections réduite des poteaux :

Tableau II.1 : Surfaces reprise par chaque poteau en m².

axes fil	01	02	03	04	05	06	07
A	–	3,21	6,50	6,00	2,71	–	–
B	5,39	13,53	14,69	14,60	11,57	7,75	3,79
C	10,33	19,48	21,90	13,47	11,71	17,22	8,10
D	4,74	11,23	–	–	–	12,93	3,70
E	4,87	11,47	11,98	10,21	6,44	2,16	–
F	4,87	13,01	15,80	7,66	–	–	–
G	–	7,61	15,15	7,34	–	–	–
H	–	3,76	7,69	3,73	–	–	–

On suppose que tous les poteaux sont de section $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

II.4.2 Evaluation des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente (G).
- Charge d'exploitation (Q).

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

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \left(\frac{3+n}{2}\right)Q \text{ Donnée par (DTR B.C.2.2)[3]}$$

avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse ($Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$).

Q : les surcharges d'exploitation sur les planchers courant ($Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$).

II.4.3 Calcul approximatif de la section du poteau :

Supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple selon la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \text{(1) Art (B-8-4-1)[1]}$$

avec :

N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement.

avec :

$l_f = 0,7 \times l_0$ (cas général).

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400\text{MPa}$).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée. Selon le « **BAEL91modifié 99** »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ (m}^2\text{)}.$$

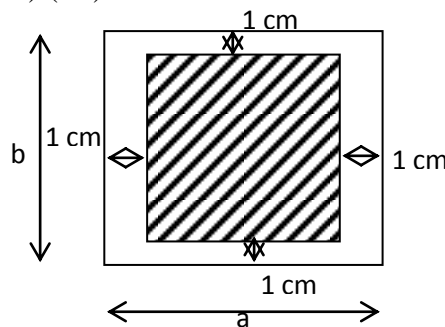


Figure II.7 : Section réduite du poteau.

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35$.

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

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{1}{100} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 \lambda^2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1,2$

$$B_r \geq 0,77 \times N_u$$

II.4.4 Vérification de la section du poteau :

a) Vérification selon le "RPA99 version 2003" :

Pour une zone sismique IIb, on doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a; b) \geq 25cm \\ \min (a; b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

avec:

(a = b): dimensions de la section du poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

Toutes ses conditions sont vérifiées.

b) L'état limite de service :

On vérifie la section à l'état limite de service selon le **BAEL 99**.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que : $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B. (zone IIb).

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

- **Poteau central :**

On va faire le calcul suivant la surface reprise par le poteau central C03 (21,90m²).

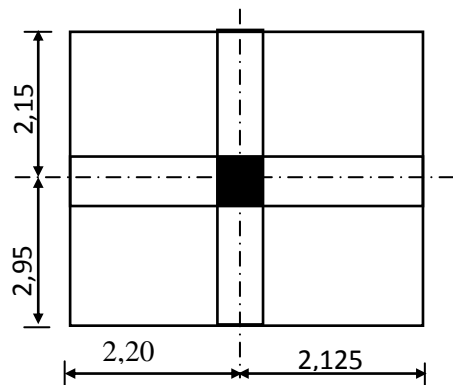


Figure II.8 : Surface revenant au poteau central.

- **Niveau terrasse :**

- Poids du plancher terrasse..... $G_t = 6,98 \times 17,15 = 152,86 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre porteuse $G_{PP} = 0,3 \times 0,50 \times 25 \times 5,1 = 19,13 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre non porteuse.... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,325 = 14,60 \text{ KN}$.
- Poids propre du poteau..... $G_P = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 3,06 = 15,50 \text{ KN}$.

$$G_{total} = 200,46 \text{ KN}.$$

- **Niveau étage courant :**

-Poids du plancher terrasse..... $G_c = 5,88 \times 21,90 = 128,77 \text{KN}$.

-Poids des poutres porteuse..... $G_{PP} = 0,3 \times 0,50 \times 25 \times 5,1 = 19,13 \text{KN}$.

-Poids des poutres non porteuse..... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,325 = 14,60 \text{KN}$.

-Poids propre du poteau..... $G_P = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 3,06 = 15,50 \text{KN}$.

$$G_{\text{total}} = 178,00 \text{ KN.}$$

- **Niveau de RDC :**

-Poids du plancher terrasse..... $G_c = 5,88 \times 21,90 = 128,77 \text{KN}$.

-Poids des poutres porteuse..... $G_{PP} = 0,3 \times 0,50 \times 25 \times 5,1 = 19,13 \text{KN}$.

-Poids des poutres non porteuse..... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times 4,325 = 14,60 \text{KN}$.

-Poids propre du poteau..... $G_P = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 4,08 = 20,67 \text{KN}$.

$$G_{\text{total}} = 183,17 \text{ KN.}$$

Selon le **BAEL ,1999** le poteau centrale majoré entre 10 % et 15 % solen la formule suivante :

$$G = \sum G_0 + (\sum G_0 \times 15 \%).$$

- **Niveau terrasse :** $G = 200,46 + (200,46 \times 0,15) = 230,53 \text{KN}$.
- **Niveau étage courant :** $G = 178,00 + (178,00 \times 0,15) = 204,70 \text{KN}$.
- **Niveau de RDC :** $G = 183,17 + (183,17 \times 0,15) = 210,65 \text{KN}$.

Tableau II.2 : les charges permanentes portées par le poteau C03.

Niveau	La charge permanente portée Par le poteau C03 à chaque étage en KN	La charge permanente cumulée portée Par le poteau C03 en KN
Niveau	230,53	230,53
terrasse	204,70	435,23
7 ^{ème} étage	204,70	639,93
6 ^{ème} étage	204,70	844,63
5 ^{ème} étage	204,70	1049,33
4 ^{ème} étage	204,70	1254,03

3 ^{ème} étage	204,70	1458,73
2 ^{ème} étage	204,70	1663,43
1 ^{er} étage	210,65	1874,08

Tableau II.3 : Dégression des charges d'exploitation pour le poteau central C03.

Niveau	Σ Surcharge en KN/m ²	Charge d'exploitation en KN/m ²		Charge d'exploitation portée par le poteau C03 en KN
		Avant dégression	Après dégression	
Terrasse	$\Sigma_0 = Q_0$	1,00	1,00	21,9
7 ^{ème} étage	$\Sigma_1 = Q_0 + Q$	1,50	2,5	54,75
6 ^{ème} étage	$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q$	1,50	3,85	84,32
5 ^{ème} étage	$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q$	1,50	5,05	110,60
4 ^{ème} étage	$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q$	1,50	6,1	133,59
3 ^{ème} étage	$\Sigma_5 = Q_0 + 4Q$	1,50	7,00	153,3
2 ^{ème} étage	$\Sigma_6 = Q_0 + 4,5Q$	1,50	7,75	169,73
1 ^{ème} étage	$\Sigma_7 = Q_0 + 5Q$	1,50	8,50	186,15
RDC	$\Sigma_8 = Q_0 + 5,5Q$	1,50	9,25	202,58

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	B_r (m ²)	a = b (m)	Le choix de B(cm ²)
terrasse	230,53	21,9	344,07	0,03	0,18	30×30
7 ^{ème} étage	435,23	54,75	669,69	0,05	0,24	30×30
6 ^{ème} étage	639,93	84,32	990,39	0,08	0,28	35×35
5 ^{ème} étage	844,63	110,60	1306,15	0,10	0,34	40×40
4 ^{ème} étage	1049,33	133,59	1616,98	0,13	0,37	45×45
3 ^{ème} étage	1254,03	153,3	1922,89	0,15	0,41	45×45
2 ^{ème} étage	1458,73	169,73	2223,88	0,17	0,43	50×50
1 ^{er} étage	1663,43	186,15	2524,85	0,20	0,47	50×50
RDC	1874,08	202,58	2833,88	0,22	0,50	55×55

Tableau II.5 : Vérification de la section du poteau à l'E.L.S.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	B (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	Observation
terrasse	230,53	21,9	30×30	252,43	2,43	15	Vérifiée
7 ^{ème} étage	435,23	54,75	30×30	489,98	4,73	15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	639,93	84,32	35×35	724,25	5,14	15	Vérifiée
5 ^{ème} étage	844,63	110,60	40×40	955,23	5,19	15	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1049,33	133,59	45×45	1182,92	5,08	15	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1254,03	153,3	45×45	1407,33	6,04	15	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1458,73	169,73	50×50	1628,46	5,66	15	Vérifiée
1 ^{er} étage	1663,43	186,15	50×50	1849,58	6,43	15	Vérifiée
RDC	1874,08	202,58	55×55	2076,66	5,96	15	Vérifiée

II.5. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

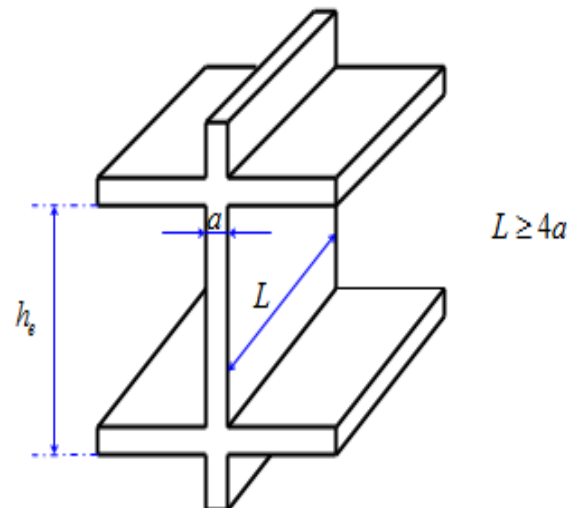
les voiles sont des murs en béton armé (refends), il reprennent les charges verticales (G,Q) transmises par les planchers et la charge horizontale due au séisme, pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement **RPA99 version 2003 (article 7.7.1)**.

avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre de l'étage.

**Figure II.9** : Coupe de voile en élévation.

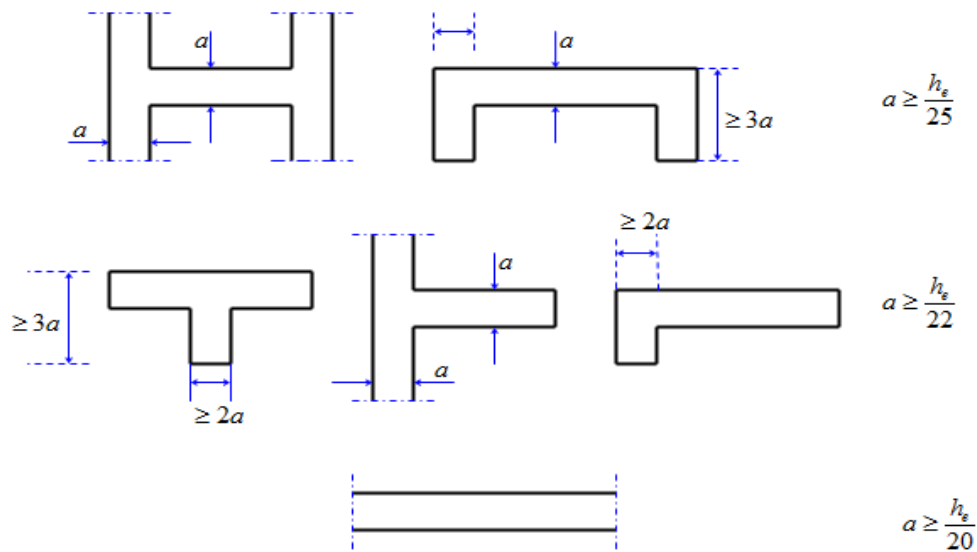


Figure II.10 : Coupe de voile en plan.

- **RPA99 version 2003 (article 7.7.1) :**

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \max (h_e/22, h_e/25)$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{3,06 - 0,45}{22} = 0,12m = 12cm$$

On prend : $a = 15$ cm pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.



CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Introduction :

Dans ce chapitre sont développées les indications nécessaires au calcul des éléments non structuraux en béton armé coulé sur place considérés comme des éléments secondaires, qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

III.1 Etude et calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé coulé en place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur, elle est considérée comme une console encastrée au plancher terrasse, elle est soumise à :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

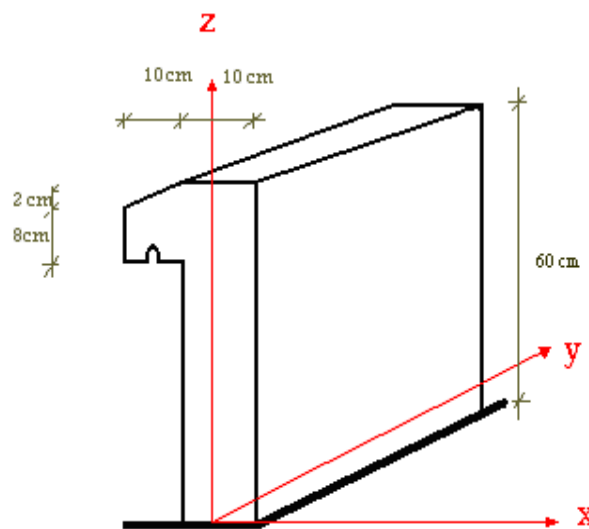


Figure III.1 : Schéma représentatif de l'acrotère.

III.1.1 Evaluation des charges :

D'après le chapitre II on a :

- Charges permanentes : $G=2,2$ KN/ml.
- Charge d'exploitation : $Q=1,00$ KN/ml.

III.1.2 Détermination des sollicitations :

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

$$N_u = 1,35G \times L = 1,35 \times 2,2 \times 1,0 = 2,97 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_h \times h \times L = 1,5 \times 1,00 \times 0,6 \times 1,0 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_h \times L = 1,5 \times 1,0 \times 1,0 = 1,50 \text{ KN}$$

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

$$N_{ser} = G \times L = 2,2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1,00 \times 0,6 \times 1,0 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1,00 \times 1,0 = 1,00 \text{ KN}$$

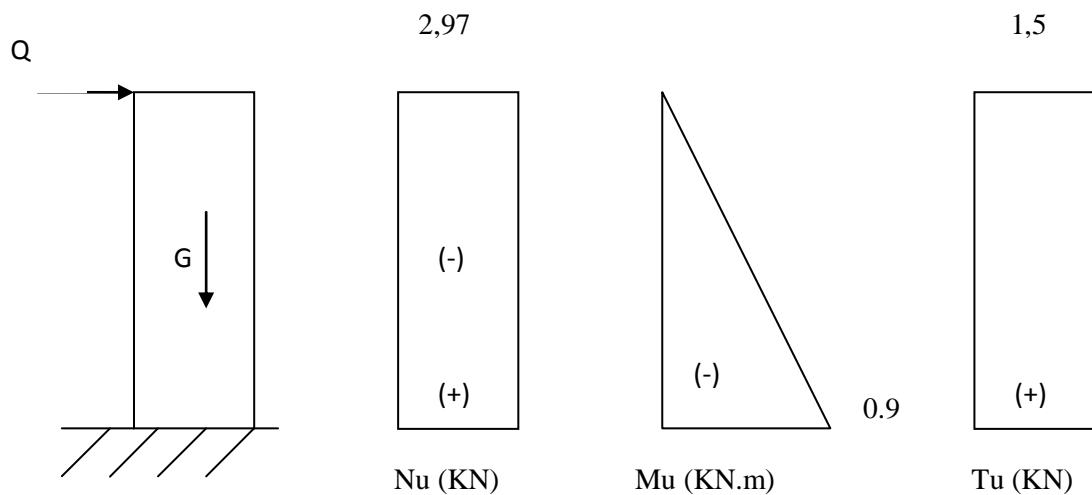


Figure III.2 : Diagramme des sollicitations à l'ELU (combinaison fondamentale).

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données : $h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{Mpa}$; $d=8\text{cm}$.

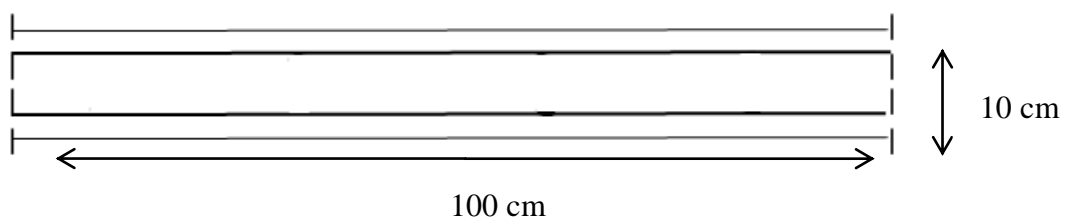


Figure III.3 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

a) Calcul de l'excentricité :..... [5]

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.97} = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

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

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

b) Calcul du moment fictif M_f :..... [5]

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,9 + 2,97 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 \text{ KN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{(14,17) \times 1 \times (0,08^2)} = 0.011$$

$$\mu = 0,011 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,013) = 0,079 \text{ m} = 7,90 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{0,98 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,000036 \text{ m}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,000036 - \frac{2,97 \times 10^{-3}}{348} = 0,0000273 \text{ m}^2 = 0,273 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non-fragilité :..... [5]

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \times 10}{1000}; \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} = \max (1; 0,966) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

d) L'espaceur des armatures principales :

$$S_h \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend: $S_h = 25\text{cm}$

e) Armature de repartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 3\text{T}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

f) L'espaceur des armatures de répartition :

$$S_r \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend: $S_h = 30 \text{ cm}$

III.1.4 Vérification à L'ELS :..... [5]

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60 \times 10^2}{2.2} = 27.27 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée .}$$

Il faut vérifier :

- Que la contrainte maximale de compression du béton ne dépasse pas la limite admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

- Si la fissuration est préjudiciable comme dans notre cas, il faut vérifier que la contrainte dans les aciers tendus ne doit pas dépasser la limite admissible :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit (selon le **BAEL**) :

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 27,27 = -22,27 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3(-22,27)^2 - 6 \times 15(8 + 22,27) \frac{2,01}{100} = -1542,6 \\ q = -2(-22,27)^3 - 6 \times 15(8 + 22,27)^2 \frac{2,01}{100} = 20432,2 \end{cases}$$

On résout l'équation du troisième degré : $Z^3 + pZ + q = 0$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -126346496,30$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \cos \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \cos^{-1}(-0,876) \rightarrow \varphi = 151,2^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 45,35$$

Les trois solutions sont :

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 28,9 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -44,71 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 15,80 \text{ cm}$$

On calcule la distance du centre de pression de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section Y_{ser} : $Y_{ser} = Z_c + C$

$$\begin{cases} y_{ser1} = 28,9 + (-22,27) = 6,63 \text{ cm} \\ y_{ser2} = -44,71 + (-22,27) = -66,98 \text{ cm} \\ y_{ser3} = 15,8 + (-22,27) = -6,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Comme le calcul est effectué dans le cas $\Delta < 0$, on choisit parmi les trois solutions

Z_1, Z_2 et Z_3 celle qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$. Alors $y_{ser} = 6,63 \text{ cm}$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[As(d - y_{ser})^2 + A's(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times 6,63^3 + 15[2,01(8 - 6,63)^2] = 9771,06 \text{ cm}^4$$

On vérifié que les contraintes du béton ne dépasse pas les limites admissibles :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{I} \cdot Z_c \cdot Y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2,2 \times 28,9}{9771,06} \times 6,63 \times 10 = 0,43 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Codition vérifiée.}$$

On vérifié que les contraintes des aciers tendues ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max}(0,5 \times 400 ; 110\sqrt{15 \times 2,1})\right) = 266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} Z_c \right) (d - Y_{ser}) = 15 \left(\frac{2,2 \times 10}{9771,06} \times 28,9 \right) (8 - 6,63) = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Codition vérifiée.}$$

III.1.5 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{1,50 \times 10^3}{100 \times 80} = 0,187 \text{ MPa} \dots \dots \dots [1]$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times 25 ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Codition vérifiée.}$$

III.1.6 Vérification de l'effet de séisme :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure. Si $F_p > 1,5Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

$$F_p = 4AC_p W_p \dots \dots \dots [4]$$

avec :

F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone IIb, groupe 2, $A = 0,20$

C_p : facteur des forces horizontales ($C_p=0,8$) élément console

W_p : poids de l'acrotère $W_p=2,2 \text{ KN}$.

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,2 = 1,41 \text{ KN/ml} < 1,5Q$$

$$F_p < 1,5Q \dots \dots \dots \text{Codition vérifiée.}$$

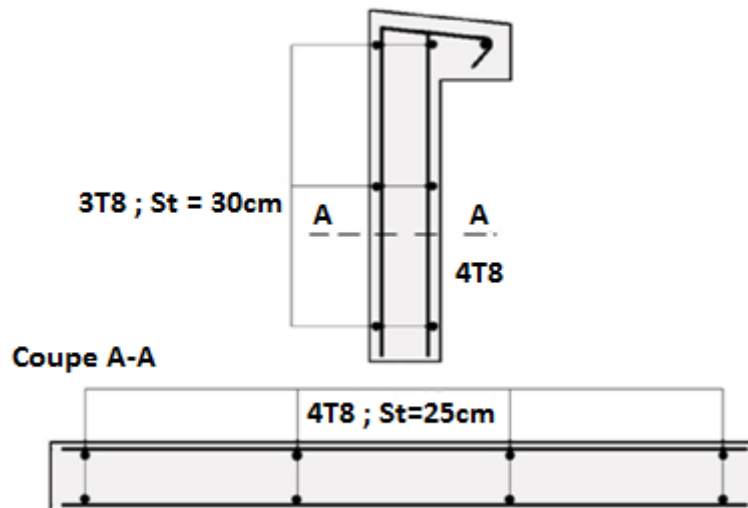


Figure III.4 : ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude et calcul des balcons :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction, il est en porte à faux, et se calcule comme une console courte de dalle pleine encastree à une extrémité (ancrés dans les poutres) et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- la surcharge d'exploitation.
- charge concentrée à son extrémité (garde-corps).

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

III.2.1 Evaluation des charges du balcon :

a) Charges permanentes :

Une charge surfacique uniformément répartie due au poids du plancher et de revêtement :

1- Carrelage (2cm).....	0,44 KN/m ² .
2- Mortier de pose (2cm).....	0,40 KN/m ² .
3- Lit de sable (3cm)	0,54 KN/m ² .
4- Dalle pleine (15cm).....	3,75 KN/m ² .
5- Mortier ciment (2cm)	0,36 KN/m ² .
	<u>G₁ = 5,49kN/m².</u>

Une charge linéaire à l'extrémité du balcon due au poids du garde-corps :

1 -Briques creuses (10cm).....	0,9 KN/ml.
2- Mortier de ciment (2×2cm).....	0,72 KN/ml.
	$G_2 = 1,62\text{KN/ml.}$

b) Charges d'exploitation :

Une charge surfacique uniformément répartie de $3,5 \text{ KN/m}^2$

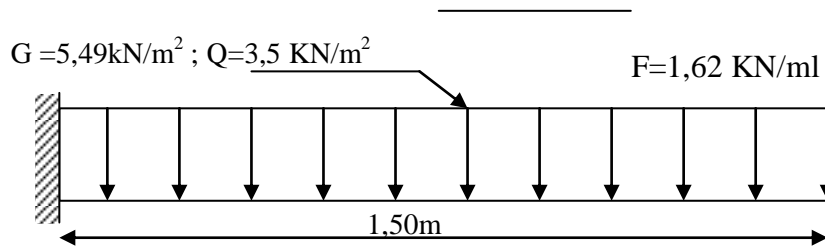


Figure III.5 : Schéma statique du chargement du balcon.

III.2.2 Calcul des sollicitations :

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = (1,35 G_{surf} + 1,5 Q_{surf}) \frac{L^2}{2} + (1,35 G_{liné} \times L)$$

$$M_u = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5) \frac{1,5^2}{2} + (1,35 \times 1,62 \times 1,5) = 17,52 \text{KNm}$$

$$T_u = (1,35 G_{surf} + 1,5 Q_{surf})L + 1,35 G_{liné}$$

$$T_u = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5)1,5 + 1,35 \times 1,62 = 21,18 \text{KN}$$

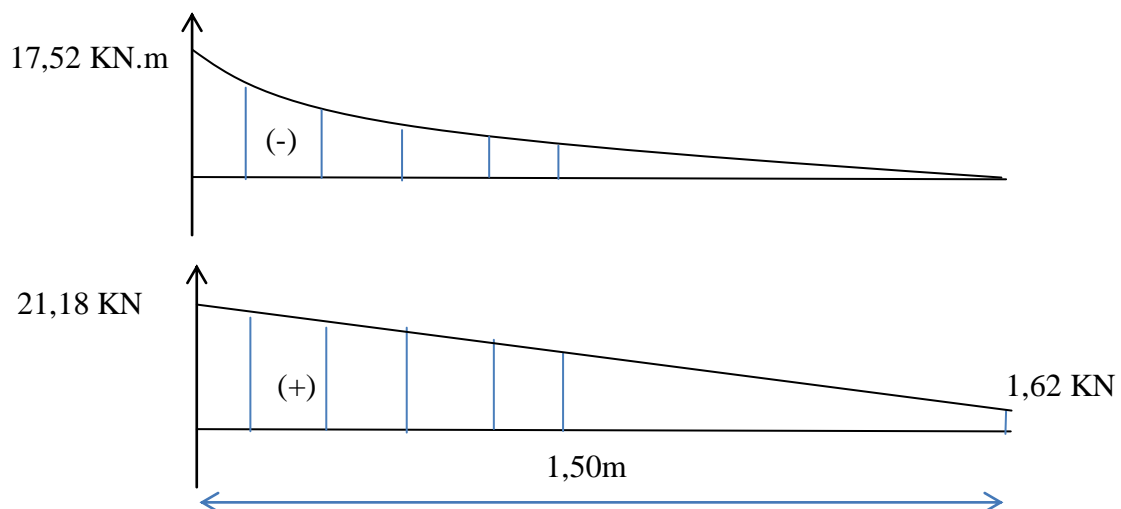


Figure III.6 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU.

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

$$M_{\text{ser}} = (G_{\text{surf}} + Q_{\text{surf}}) \frac{L^2}{2} + (G_{\text{liné}} \times L)$$

$$M_{\text{ser}} = (5,49 + 3,5) \frac{1,5^2}{2} + (1,62 \times 1,5) = 12,54 \text{ KNm}$$

$$T_{\text{ser}} = (G_{\text{surf}} + Q_{\text{surf}})L + G_{\text{liné}}$$

$$T_{\text{ser}} = (5,49 + 3,5)1,5 + 1,62 = 15,10 \text{ KN}$$

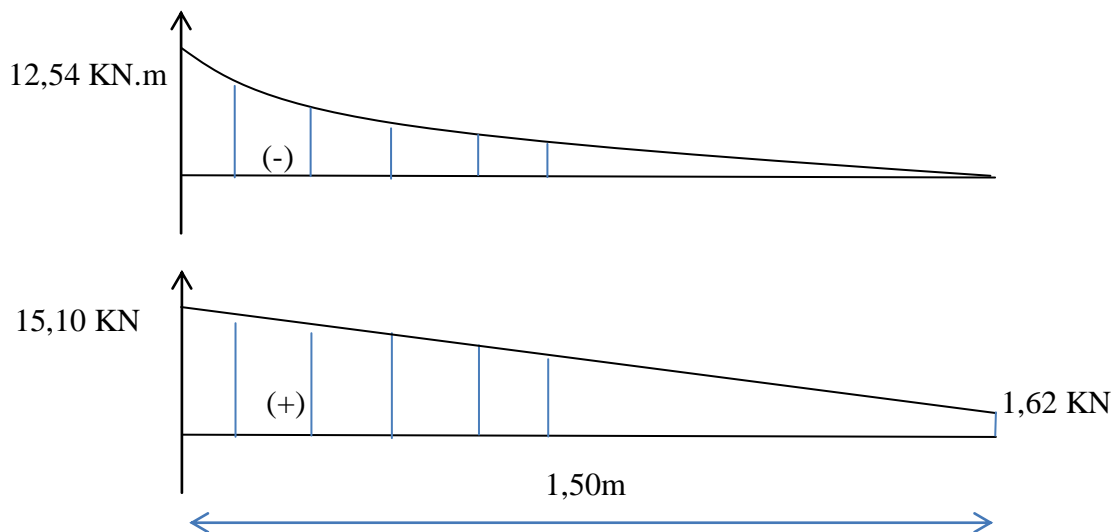


Figure III.7 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS.

III.2.3 Calcul de ferrillage :

Donnée : $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{ij}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bu}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13\text{cm}$
 $f_e=400\text{Mpa}$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{17,52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,17} = 0,073 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 12,53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{17,52 \times 10^3}{12,53 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,527$$

$$Y_1 = \bar{\alpha} \times d = 6,851 \text{ cm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 10,72 \text{ cm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \cdot Y_1 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0,055 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < M_{rsb} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z\bar{\sigma}_{st}} = 5,80 \text{ cm}^2 .$$

On prend 6T12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) L'espace des armatures ppprincipals :

$$S_h \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

c) Armature de repartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

d) L'espace des Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On prend: $S_h = 35 \text{ cm}$

e) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots [1]$$

$$\tau_u = \frac{21,18 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times 25 ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la contrainte du béton :

Selon le **BAEL** la vérification s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$\frac{1}{2} by^2 + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,85y - 1324,05 = 0 \text{ La solution est : } y = 4,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = 10356,5 \text{ cm}^4 = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,54}{1,03 \times 10^{-4}} \times 0,0422 = 5137,74 \text{ KN/m}^2 = 5,137 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

g) Vérification de la contrainte des aciers tendus :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 12,54 \times 10^6 (130 - 42,2)}{10356,5 \times 10^4} = 159,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 266 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

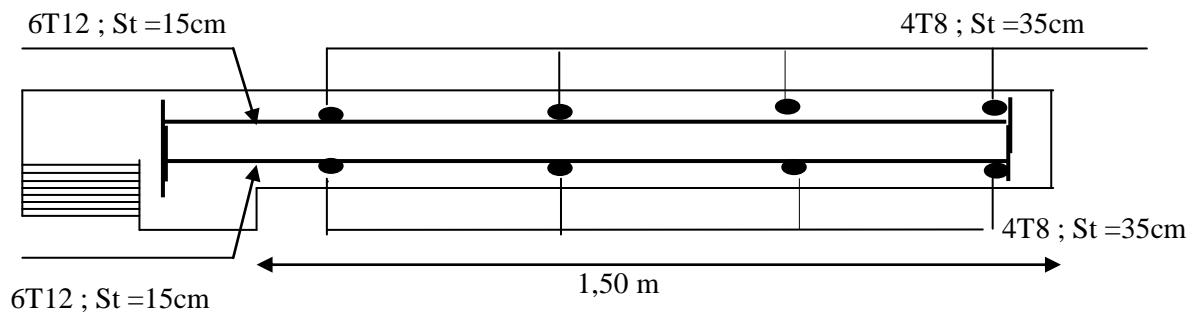


Figure III.8 : Ferrailage des balcons.

III.3 Etude et calcul des escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires, il sert à relier deux niveaux différents de construction, ils sont constitués d'une succession de gradins. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (escalier à deux volets avec un palier de repos). La cage d'escalier est située à l'intérieure du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.3.1 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

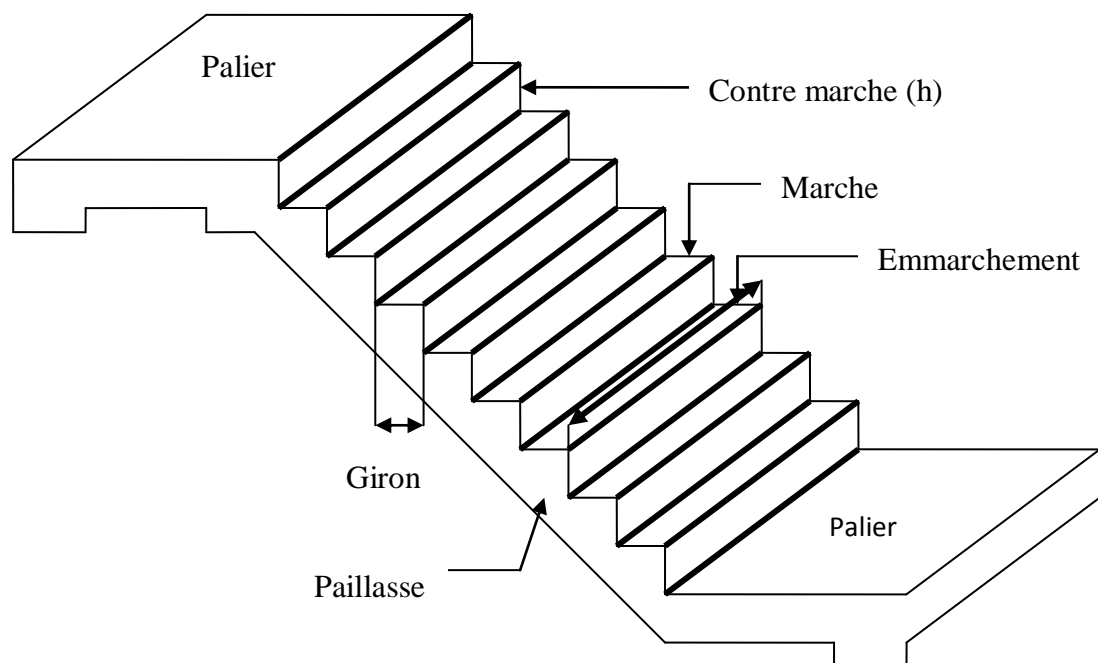


Figure III.9 : schéma d'escalier.

III.3.2 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm}$$

avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

n : nombre de contre marches.

l : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$l = (n-1).g \Rightarrow g = l / (n-1)$$

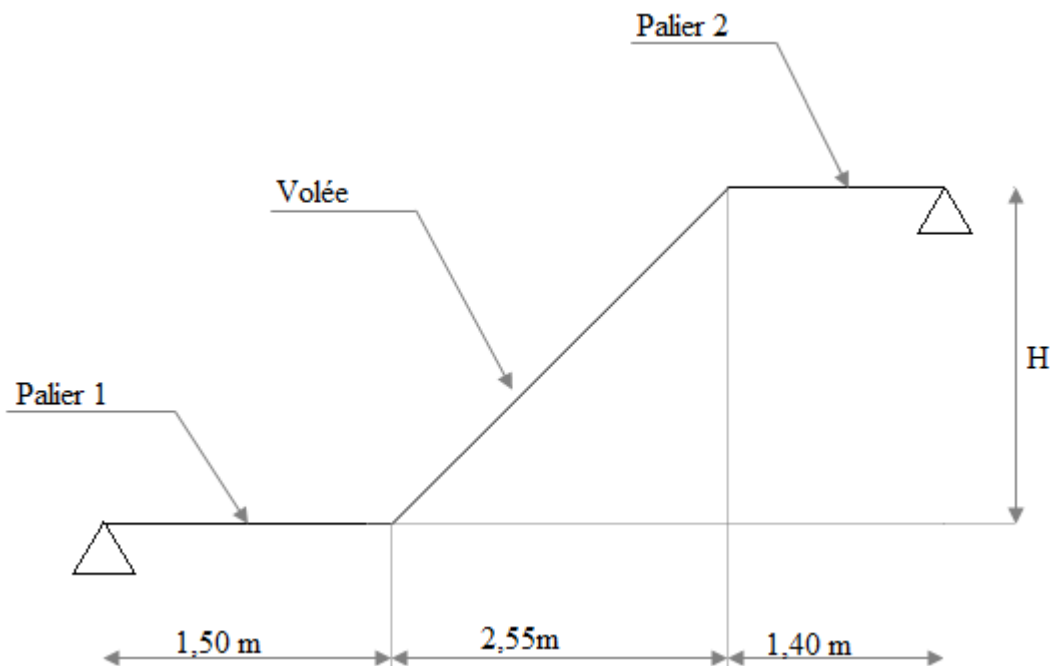


Tableau III.1 : Dimensions d'escalier.

Escaliers	H (cm)	l (cm)	n (cm)	h (cm)	g (cm)	L (cm)	e _p (cm)	α (°)
R.D.C	204	255	12	17	30	617	20	38,66
Etage courant	153	255	9	17	30	587	20	30,96

Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 64).cm \\ (16 \leq h \leq 18).cm \\ (22 \leq g \leq 33).cm \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{array} \right. \quad \dots \text{Conditions vérifiées.}$$

III.3.3 Evaluation des charges et surcharges :**a) Palier :**

1- Carrelage (2cm).....	0,02×22 = 0,44 KN/m ² .
2- Mortier de pose (2cm).....	0,02 ×20 = 0,40 KN/m ² .
3- Lit de sable (3cm)	0,03×18=0,54KN/m ² .
4- Dalle en BA (20cm).....	0,2×25= 5,00 KN/m ² .
5- Enduit en plâtre (2cm)	0,02×10=0,20 KN/m ² .
	<u>ΣG₁ = 6,58KN/m².</u>

Charges permanentes : G₁ = 6,58KN/m²Surcharge d'exploitation : Q₁ = 2,5 KN/m²**b) pailasse :**

1- Revêtement en carrelage horizontal.....	0,02× 22 =0,44 KN/m ² .
2- Mortier de ciment horizontal	0,02× 20 =0,40 KN/m ² .
3- Lit de sable.....	0,03× 18= 0,54 KN/m ² .
4- Revêtement en carrelage vertical ep ×22× h/g....	0,02×22×(17/30)=0,25 KN/m ² .
5- Mortier de ciment vertical ep×20× h/g.....	0,02 ×20×(17/30)= 0,23 KN/m ² .
6- Poids propre de la pailasse	0,20 ×25/ cos (38,66)=6,40 KN/m ² .
7- Poids propre des marches	(0,17×25) / 2= 2,13 KN/m ² .
8- Garde- corps //.....	= 0,10 KN/m ² .
9- Enduit en plâtre	0,015 ×10 =0,15 KN/m ² .
	<u>Σ G₂ = 10,46 KN/m².</u>

Charge permanente : G₂ = 10,46 KN/m²Surcharge d'exploitation : Q₂ = 2,5 KN/m²

III.3.4 Combinaisons des charges et surcharges :

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

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

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

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.2 : Combinaisons des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS

	q_1 (KN/m ²)	q_2 (KN/m ²)
ELU	12,63	17,87
ELS	9,08	12,96

III.3.5 Calcul des sollicitations :

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

- **Schéma statique :**

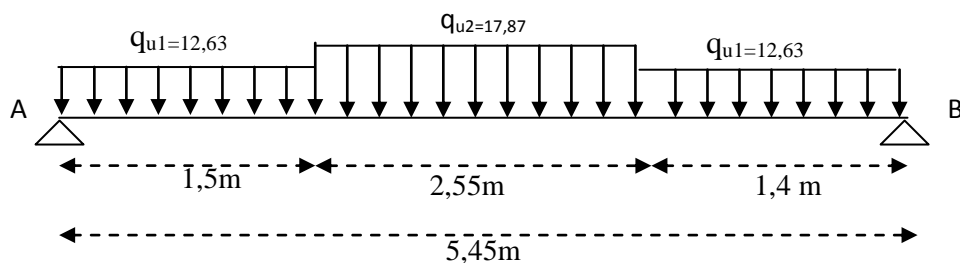


Figure III.10 : Schéma statique (ELU).

- **L'effort tranchant :**

40,98 KN

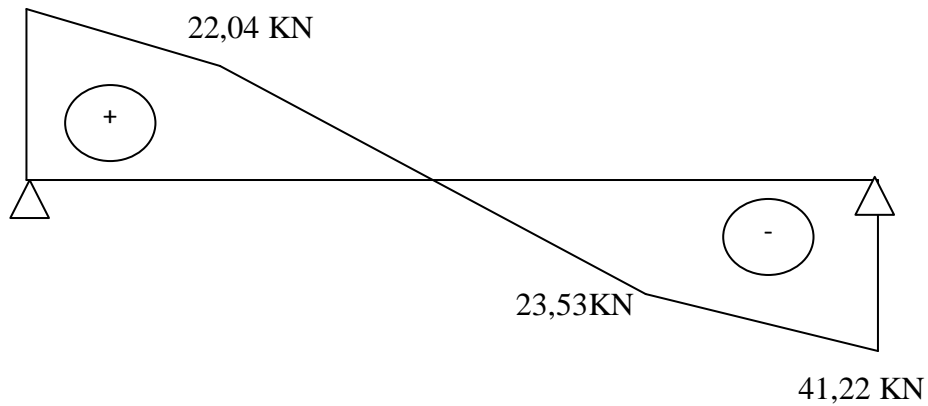


Figure III.11 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- **Moment fléchissant :**

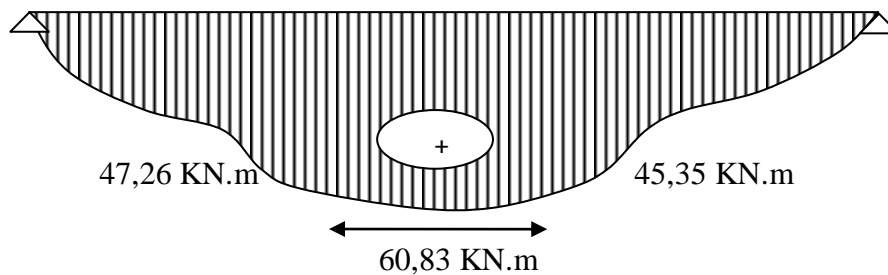


Figure III.12 : diagramme de moment à l'ELU.

b) Etat limite service (E.L.S) :

- **Schéma statique :**

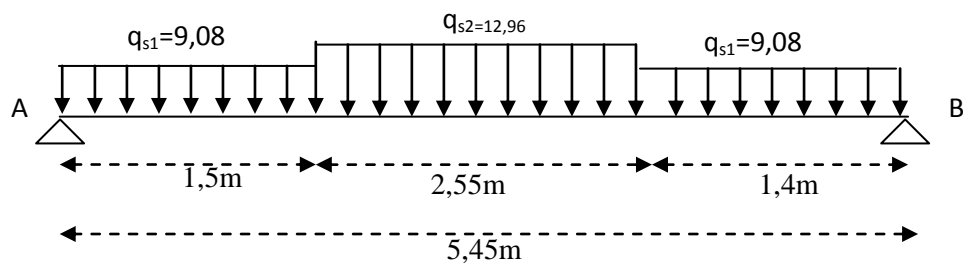


Figure III.13 : Schéma statique (ELS).

- **L'effort tranchant :**

29,60 KN

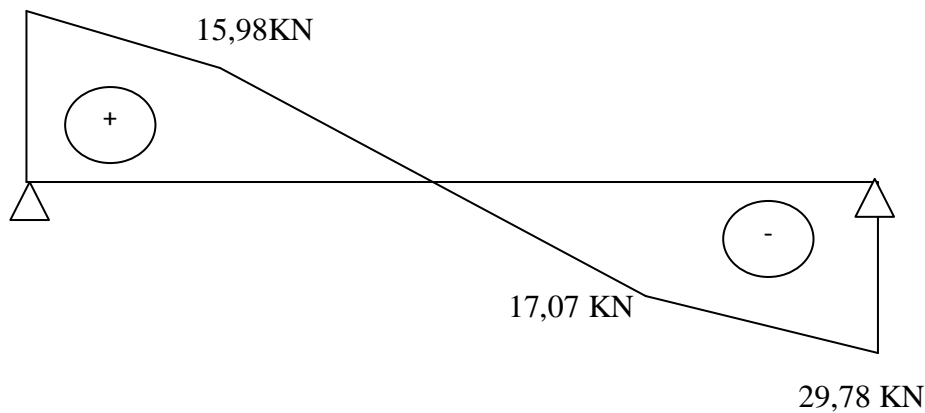


Figure III.14 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

- **Moment fléchissant :**

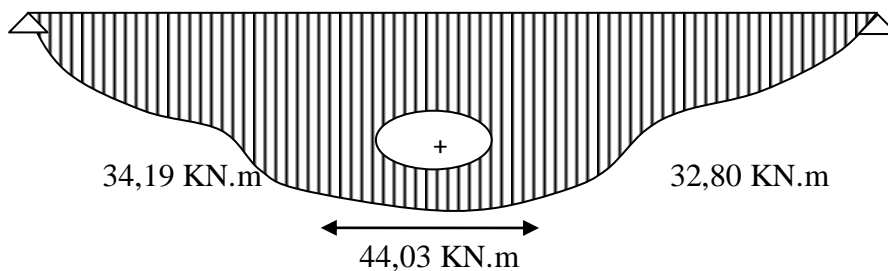


Figure III.15 : diagramme de moment à l'ELS.

III.3.6 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$), Tel que : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
 $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

III.3.6.1 Ferrailage en travée :

D'après le **BAEL 1991** moment ultime en travée égal à $0,8 \times M_{\max}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{0,8 \times 60,83 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,17} = 0,11$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{48,66}{35,22} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,11 < \mu_{lu} = 0,294$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 180(1 - 0,4 \times 0,15) = 169,20\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{48,66 \times 10^6}{348 \times 169,20} = 826,47\text{mm}^2 = 8,26\text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (2 ; 2,17)\text{cm}^2 = 2,17\text{cm}^2$$

$$A_s = 8,26\text{cm}^2 \geq A_{min} = 2,17\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

On prend : 8T12 / ml ($A_s = 9,05\text{cm}^2$)

b) Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(54\text{cm}; 33\text{cm})$$

On prend : $S_t = 12,5\text{ cm}$

c) Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4,53\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 5T10 / ml avec $A_s = 3,93\text{ cm}^2$

d) Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) = \min(80cm; 45cm)$$

On prend : $S_t = 20$ cm

III.3.6.2 Ferrailage sur appui :

D'après le **BAEL 1991** moment ultime en travée égal à $0,2 \times M_{\max}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{0,2 \times 60,83 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,17} = 0,03$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,17}{8,81} = 1,38$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,03 < \mu_{tu} = 0,294$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 180(1 - 0,4 \times 0,038) = 177,26\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{12,17 \times 10^6}{348 \times 177,26} = 197,29\text{mm}^2 = 1,97 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (2 ; 2,17)\text{cm}^2 = 2,17\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,97\text{cm}^2 \leq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CNV})$$

On prend le même ferrailage en travée, donc on prend 8T12/ml avec $A_s=9,05\text{cm}^2$

b) Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(60cm; 33cm)$$

On prend : $S_t = 12,5$ cm

c) Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 5T10/ml avec $A_s=3,93 \text{ cm}^2$

d) Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.7 Vérifications :**III.3.7.1 Vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :****a) Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 41,22 - \frac{12,17}{0,9 \times 0,18} = -33,90 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification des armatures répartition :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,23 \text{ MPa} < 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0,05 \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7.2 Vérification à l'état limite service (E.L.S) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul à l'ELS est inutile, donc il n'est pas nécessaire sauf que de vérifier la contrainte de compression du béton.

a) En travée :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Et pour ça, nous avons pour suivi le cheminement suivant :

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c) - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; c = 2 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

$$50 y^2 + 135,75 y - 2443,5 = 0$$

La solution est : $y = 5,76 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 5,76^3 + 135,75 (18 - 5,76)^2$$

$$I = 26707,84 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7,60 \text{ MPa}$$

alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c) - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; c = 2 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

$$50 y^2 + 135,75 y - 2443,5 = 0$$

La solution est : $y = 5,76 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 5,76^3 + 135,75 (18 - 5,76)^2$$

$$I = 26707,84 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1,90 \text{ MPa}$$

alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{545} = 0,037 \leq 0,0625 \text{ condition non vérifiée} \\ \frac{9,05}{100 \times 18} = 0,0050 \leq 0,0105 \text{ condition vérifiée} \\ 0,037 \leq \frac{1}{10} = 0,10 \text{ condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{array} \right. ; L=5,45\text{m} > 5\text{m}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,90\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
35,22	9,05	$5,03 \times 10^{-3}$	216,23	4,17	1,7	0,43	75354,66	29676,75	43532,44

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 1,10cm \\ f_v = 2,12cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,02cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{545}{1000} = 1,05cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 1,02cm \pi \bar{f} = 1,05cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

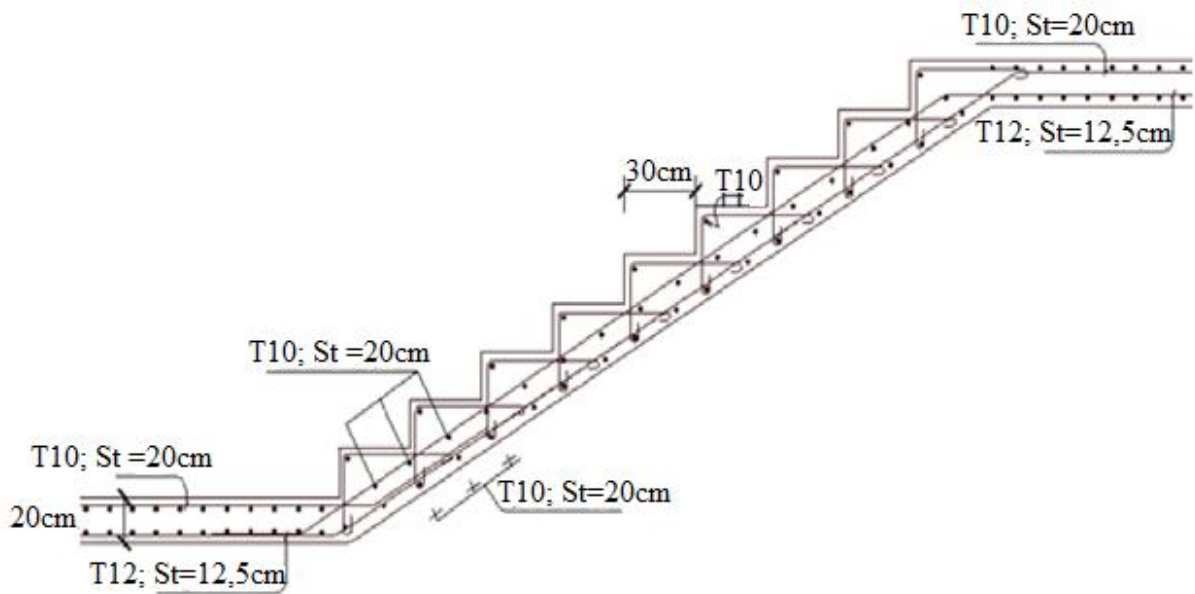


Figure III.16 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.3.8 Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, son rôle est de supporter le poids d'escalier, elle est encadrée dans les deux côtés et uniformément chargée, la poutre palière sera calculée en flexion simple.

III.3.8.1 Dimensionnement de la poutre : L= 3,75 m.

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

- **La hauteur h de la poutre doit être :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37,50\text{cm}$$

On choisit : h = 35cm

- **La largeur b de la poutre doit être :**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On choisit : b = 30cm

- **Vérification Selon le RPA 99(version 2003) :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions dictées par le **RPA** sont vérifiées.

III.3.8.2 Evaluation des charges :

La poutre palière et sollicite par les charge suivante :

-Le Poids propre de la poutre..... $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

-La charge de mur intérieur $1,30 \times 1,13 = 1,47 \text{ KN/ml}$.

-Le poids d'escalier : à E.L.U..... $41,22 \text{ KN/ml}$.

à E.L.S $29,78 \text{ KN/ml}$.

III.3.8.3 Combinaisons des charges et surcharges :

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times (2,625 + 1,47) + 41,22 = 46,75 \text{ KN/ml.}$$

- b) **Etat limite service (E.L.S) :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 2,625 + 1,47 + 29,78 = 33,88 \text{ KN/ml}$$

III.3.8.4 Calcul des sollicitations :

- Moments en travée : $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24}$
- Moments aux appuis : $M_a = \frac{P_u \times L^2}{12}$
- Effort tranchant : $T = \frac{P_u \times L}{2}$

Tableau III.4 : les sollicitations.

	q (KN/ml)	T (KN)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
ELU	46,75	87,65	27,39	54,78
ELS	33,88	63,53	19,85	39,70

III.3.8.5 Calcul de Ferrailage :

Données : $b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$
 $d=31,5\text{cm}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

III.3.8.5.1 Ferrailage longitudinal de la poutre palière :

a) En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{27,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,065$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27,39}{19,85} = 1,38$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_{tu} = 0,294$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,08) = 0,30 \text{ m}$$

- **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{27,39 \times 10^3}{348 \times 30} = 2,62 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000}, 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit 3T12 soit 3,39cm²

- b) Sur appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{54,78 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,13$$

$$\mu_{bu} = 0,13 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{54,78}{39,70} = 1,38$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,094 < \mu_{tu} = 0,294$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,17$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,17) = 0,3m$$

- **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{54,78 \times 10^3}{348 \times 30} = 5,25 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000}, 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,25 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit 5T12 soit 5,66cm²

III.3.8.5.2 Ferrailage transversal de la poutre palière :

D'après le **BAEL91 modifié 99** le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{l_{\min}} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \times A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec : A_t : section d'un coupe transversal.

m_t : nombre des barres dans un coupe.

- **Espacement des armatures transversales Selon le BAEL 1991 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_{tl}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1 \text{ reprise de bétonnage; } \alpha = 0 \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} \end{array} \right.$$

avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{87,65 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{201}{300 S_{tl}} \geq 0,00092 \rightarrow S_t \leq 72,82 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 28,35 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} \rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Espacement des armatures transversales Selon le RPA 1999 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 22,33 \text{ cm} \\ S_t \leq 8,75 \text{ cm} \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq 17,5 \text{ cm} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \text{Zone courante.}$$

$$S_t = 8 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho_t \geq \rho_{tmin}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \frac{1}{400} \times \max\left\{\frac{0,92}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = 0.001 \text{ MPa}$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{201}{300 \times 150} = 0.0047 \text{ MPa}$$

$$\rho_t \geq \rho_{tmin} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.8.6 Vérifications :

III.3.8.6.1 Vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

- a) **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\text{Donc } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2C = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm}$$

$$0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 520 \text{ KN}$$

$$T_u = 87,65 \leq 520 \text{ KN}$$

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 87,65 - 193,28 = -105,6 \text{ KN} < 0$$

Les armatures longitudinales ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

III.3.8.6.2 Vérification à l'état limite service (E.L.S) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul à l'ELS est inutile, donc il n'est pas nécessaire sauf que de vérifier la contrainte de compression du béton.

a) En travées :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c) - n A_s (d - y) = 0$$

$$15 y^2 + 50,85 y - 1601,8 = 0 \text{ La solution est : } y = 8,77 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A_s (d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \times 8,77^3 + 15 \times 3,39(31,5 - 8,77)^2$$

$$I = 33017,06 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5,27 \text{ MPa}$$

alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appui :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c) - n A_s (d - y) = 0$$

$$15 y^2 + 84,90 y - 2674,35 = 0 ; \text{ La solution est : } y = 10,83 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A_s (d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} 10,83^3 + 15 \times 5,66 (31,5 - 10,83)^2$$

$$I = 48975,8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 8,77 \text{ MPa}$$

alors :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{375} = 0,093 \geq 0,0625 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{3,39}{30 \times 31,5} = 0,0035 \leq 0,0105 \text{ condition vérifiée} \\ 0,093 \geq \frac{19,85}{397} = 0,050 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiées

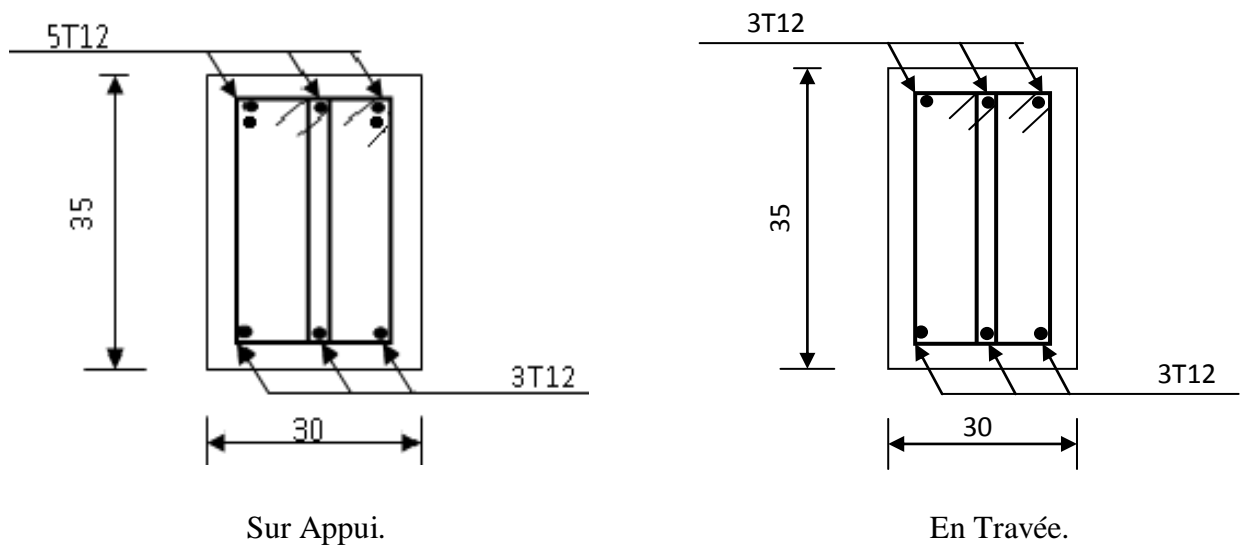


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Etude et calcul du plancher :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux d'une structure, il est réalisé en béton armé (dalle pleine) ou en poutrelles plus corps creux selon l'importance des charges qu'il aura à supporter, son rôle est :

- il porte les charges et surcharges.
- il assure l'isolation thermique et phonique.
- il participe à la résistance des ossatures aux efforts.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression.

III.4.1 Dimensionnement du plancher:

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5\text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher: Plancher à corps creux (20+4) pour tous les étages :

- L'épaisseur du corps creux : $e = 20\text{cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 24 - 20 = 4\text{cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12\text{ cm}$
- Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_C = 53\text{ cm}$

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_C}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{475}{10} = 47,5\text{cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4\text{cm} = 24 \text{ à } 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26,5\text{ cm}$

Donc : $b = 12 + 2 \times 26,5 = 65\text{cm}$

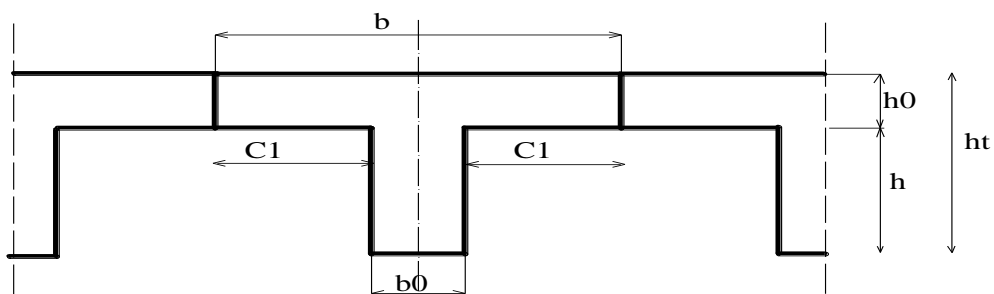


Figure III.18 : Dimensions de la poutrelle.

III.4.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués des sections en (T), elles servent à transmettre les charges vers les poutres principales, sont lancées à priori suivant la plus petite dimension du plancher, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée. Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

III.4.2.1 Calcul des poutrelles avant le coulage de la dalle de compression:

Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supports son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier.

a) Evaluation des charges :

- **Charge permanent :**

Poids du corps creux..... $14 \times 0,20 \times 0,65 = 1,82$ KN/m.

Poids de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ KN/m.

G=1,94 KN/m.

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/m}$$

b) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

c) Calcul des sollicitations :

$$\text{On à : } L = 4,75\text{m ; } M = \frac{q \times L^2}{8} ; T = \frac{q \times L}{2}$$

Tableau III.5 : récapitulation des efforts internes.

	q (KN/m)	T(0) (KN)	T(L) (KN)	M(0)=M(L) (KN.m)	M(L/2) (KN.m)
ELU	3,59	8,44	-8,44	0	10,13
ELS	2,59	6,15	-6,15	0	7,30

d) Calcul le ferrailage :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple.

Donnes : $h = 4 \text{ cm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 3,6 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{10,13 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14,17} = 4,86$$

$$\mu_{bu} = 4,86 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "B"} \Rightarrow \varepsilon_{bc} = 3,5\%$$

$$\mu_{bu} = 4,86 > \mu_r = 0,392$$

Donc : $As' \neq 0$

D'après les résultats obtenus, les armatures de compression sont nécessaires mais pratiquement il est impossible de les placer, vue que la section du béton est trop faible, pour soulager les poutrelles il est nécessaire de placer des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

III.4.2.2 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

a) Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible :**

Charge Permanente	$G_t = 6,98 \times 0,65$	4,54 KN/ml
La surcharge	$Q_t = 1 \times 0,65$	0,65 KN/ml
P_u (E. L. U)	$1,35 G_t + 1,5 Q_t$	7,10KN/ml
P_s (E .L. S)	$G_t + Q_t$	5,10KN/ml

- **Plancher Courant:**

Charge Permanente	$G_C b = 5,88 \times 0,65$	3,82 KN/ml.
La surcharge	$Q_C b = 1,5 \times 0,65$	0,97 KN/ml.
P_u (E . L . U)	$1,35 G_C + 1,5 Q_C$	6, 61KN/ml.
P_s (E. L. S)	$G_C + Q_C$	4,79KN/ml.

Nous allons faire le calcul suivant le plancher le plus sollicité (plancher terrasse).

b) Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1) Méthode forfaitaire :..... [1]

a) Condition d'application :

- il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \max \{2G, 5KN / M^2\}$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

- la fissuration est non préjudiciable.

b) Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

- **Calcul des moments :**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{ti} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée intermédiaire)}$$

avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique).

M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement.

M_t : le moment maximal en travée.

$M = 0,2 M_0 \dots\dots\dots$ appui de rive.

$M = 0,6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.

$M = 0,5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M = 0,4 M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- **Calcul des efforts tranchants :**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

2) Méthode de CAQUOT :..... [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- **Exposé de la méthode :**

- a) **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis int ermédiaires}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- b) **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w, M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcule, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives "l'_w" à gauche et "l'_e" à droite, avec :

l'_w = l.....pour une travée de rive.

l'_w = 0,8×l.....pour une travée intermédiaire.

Où "l" représente la portée de la travée libre.

c) Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

3) Etude le cas le plus défavorable (poutrelle à six 06 travées) :

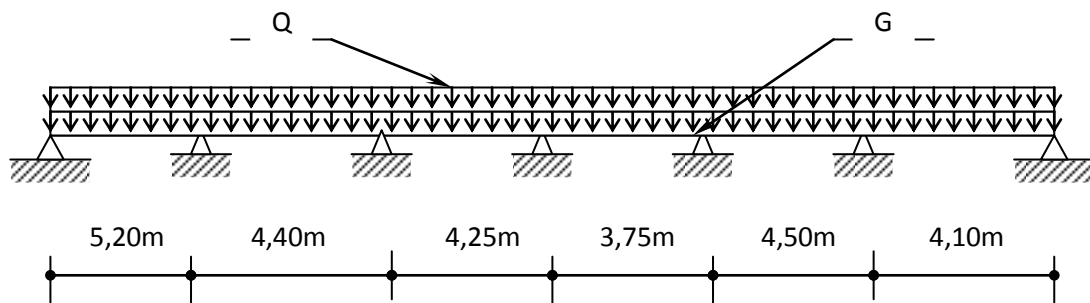


Figure III.19 : Schéma statique de la poutrelle à six (06) travées.

a) Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

1. La charge d'exploitation est inférieure ou égale à deux (2) fois la charge permanente ou à 5 KN/m² ⇒ Q ≤ Max (2G, 5 KN/m²).

Plancher terrasse : Q = 1 KN/m² ; G_t = 6,98 KN/m²

Q < Max (2×6,98 ; 5) = 13,96 KN/m²Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans travées en continuité.....Condition vérifiée.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{12}}{L_{23}} = \frac{5,20}{4,40}\right) = 1,18 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{23}}{L_{34}} = \frac{4,40}{4,25}\right) = 1,04 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{34}}{L_{45}} = \frac{4,25}{3,75}\right) = 1,33 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{Condition non Vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{45}}{L_{56}} = \frac{3,75}{4,50}\right) = 0,83 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{56}}{L_{67}} = \frac{4,50}{4,10}\right) = 1,10 \leq 1,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

4. Les fissurations sont considérées comme peu nuisible.....Condition vérifiée.

Une condition n'est pas applicable, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevé dite méthode de « Caquot ».

b) Calcul des sollicitations :

Les résultats du calcul des sollicitations sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de calcul des moments et des efforts tranchants.

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	-3,60	-2,59	1-2	5,20	13,4	9,61	21,16	-15,76	15,20	-11,32
2	-17,65	-12,68	2-3	4,40	3,36	2,41	13,88	-17,36	9,97	-12,47
3	-10,00	-7,19	3-4	4,25	6,71	4,81	14,77	-15,41	10,61	-11,05
4	-8,65	-6,21	4-5	3,75	3,5	2,51	13,49	-13,13	9,96	-9,43
5	-9,32	-6,70	5-6	4,50	7,04	5,06	16,67	-15,26	11,99	-10,97

6	-12,53	-9,01	6-7	4,10	7,53	5,41	12,14	-17,07	8,66	-12,26
7	-2,24	-1,61								

c) Diagrammes des sollicitations :

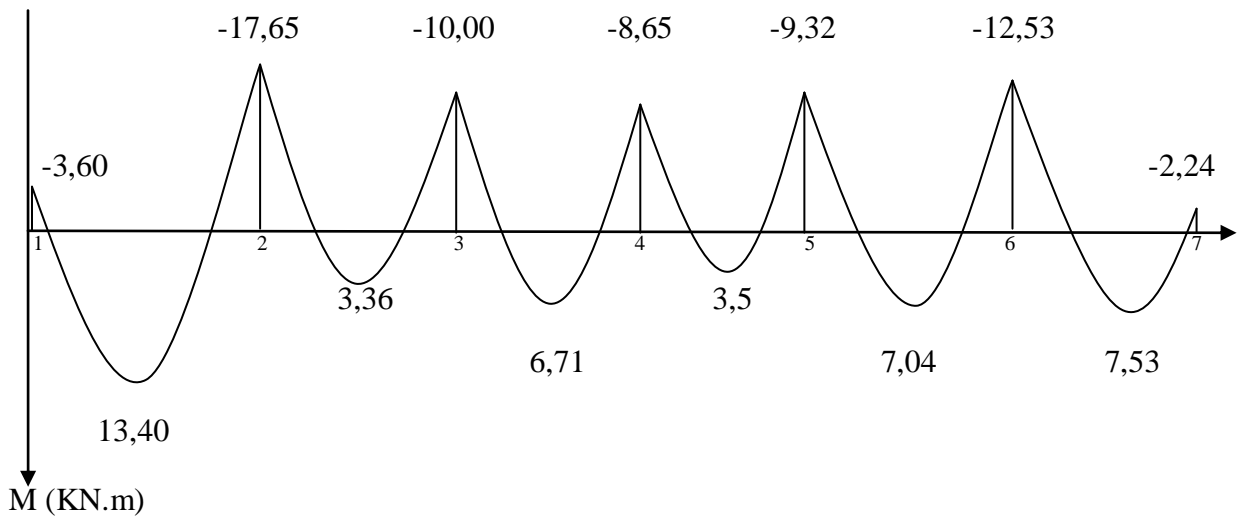


Figure III.20 : Diagramme de moment à l'ELU.

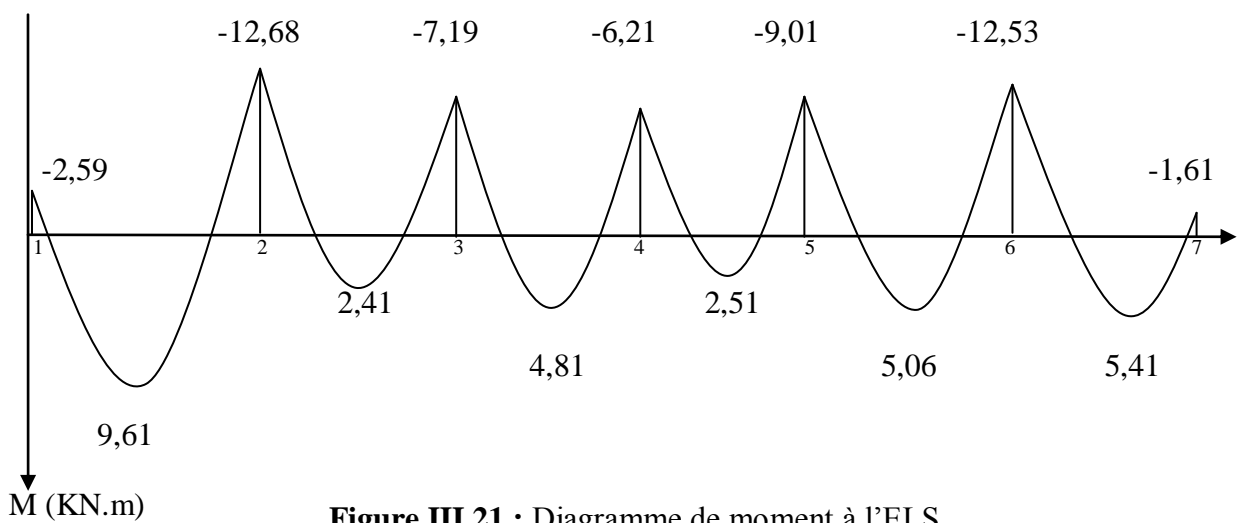


Figure III.21 : Diagramme de moment à l'ELS.

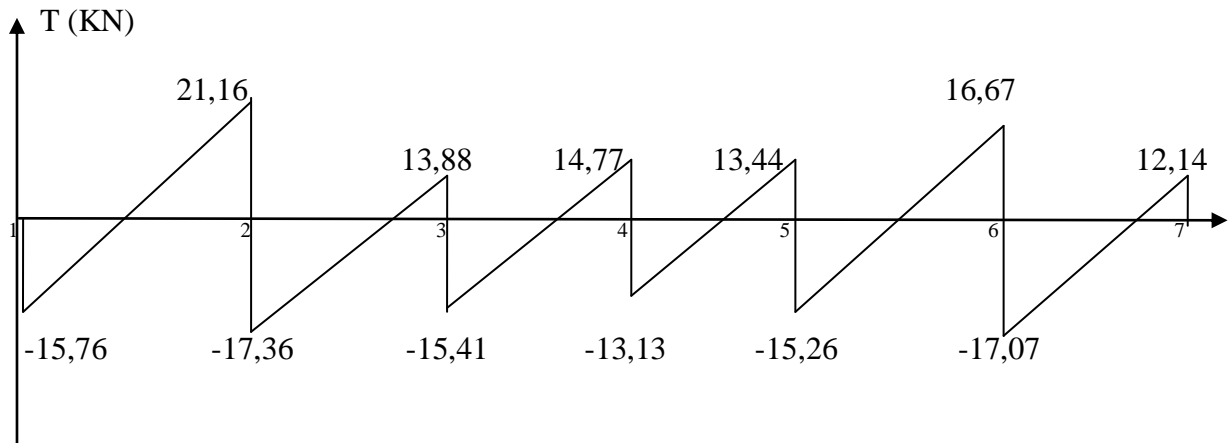


Figure III.22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

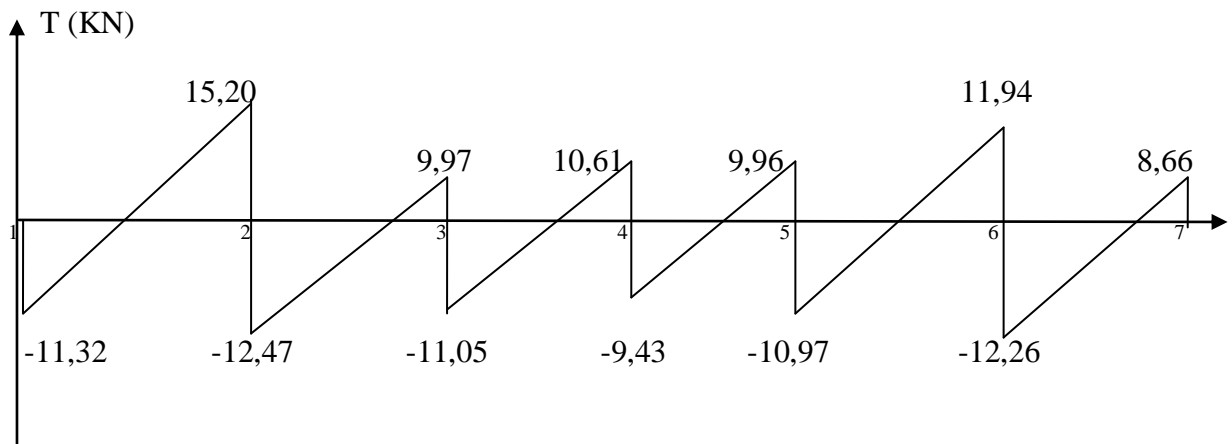


Figure III.23 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.4.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à une flexion simple.

Si : $M_u \leq M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow la section en T sera calculé comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si : $M_u \geq M_{tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

III.4.3.1 Ferrailage longitudinal des poutrelles :

Pour le calcul du ferrailage en travée et sur appui nous allons prendre le maximum entre les moments en travée et sur appui trouvés.

a) Ferrailage en travée :

Données : $M_u=13,37\text{KN.m}$; $M_{ser}=9,61\text{KN.m}$ $b=65\text{cm}$; $h=24\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$;

$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_{t28}=2,1\text{MPa}$, $d=0.9h = 21,6\text{cm}$.

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}.$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,17 \times \left(216 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-6} = 72,21\text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 72,21\text{KN.m} > M_u = 13,37\text{KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

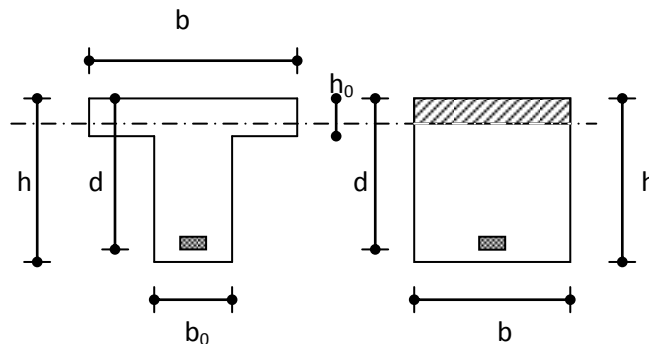


Figure III.24 : Coupe de section rectangulaire et section en T.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{13,37 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,216)^2 \times 14,17} = 0,168$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,37}{9,61} = 1,39$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,39 - 0,1711 = 0,296$$

$$\mu_{bu} = 0,168 < \mu_{tu} = 0,296$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.168}) = 0.23$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,216(1 - 0,4 \times 0.23) = 0,20 \text{ m}$$

• **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{13,37 \times 10^{-3}}{348 \times 0,20} = 1,92 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{12 \times 24}{1000}; 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,313 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,313 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit 3T10 soit 2,36 cm²

b) Ferrailage sur appui :

Données : $M_u=17,65 \text{ KN.m}$; $M_{ser}=12,68 \text{ KN.m}$; $b=65 \text{ cm}$; $h=24 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $b_0=12 \text{ cm}$;

$\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPA}$; $f_e=400 \text{ MPA}$; $f_{c28}=25 \text{ MPA}$, $f_{t28}=2,1 \text{ MPA}$, $d=0,9h = 21,6 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}.$$

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,17 \times \left(216 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-6} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tu} = 72,21 \text{ KN.m} > M_u = 17,65 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{17,65 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,216)^2 \times 14,17} = 0,22$$

$$\mu_{bu} = 0,22 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "B"} \Rightarrow \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17,65}{12,68} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_{lu} = 0,294$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}) = 0,3$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,3) = 0,28 \text{ m}$$

• **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{17,65 \times 10^3}{348 \times 28} = 1,81 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{12 \times 24}{1000}, 0,23 \times 12 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,313 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,81 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,313 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(CV)$$

On choisit 2T12 soit 2,26cm²

III.4.3.2 Vérifications :

a) **Vérification à l'état limite ultime(E.L.U) :**

❖ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 21,16 \text{ KN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots CV.$$

❖ **Au voisinage des appuis :**• **Appuis de rives :**- **Vérification de la compression du béton :..... [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 21,16 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{21,16 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,91 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :..... [1]**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\gamma_s$$

• **Appuis intermédiaires :**- **Vérification de la contrainte de compression :..... [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{21,16 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,91 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :..... [1]**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,00 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'état limite service (E.L.S) :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• **Vérification des contraintes du béton :..... [1]**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y \leq h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2] \end{cases}$$

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,61	2,36	0	4,35	12316,39	3,39	Vérifiée
Appuis	12,68	2,26	0	4,25	11867,64	4,54	Vérifiée

c) **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{24}{520} = 0,05 \leq 0,0625 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 \geq 0,0105 \text{ condition non vérifiée} \\ 0,05 \leq 0,075 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{array} \right. ; \quad L = 5,20\text{m} > 5\text{m}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$E_i = 32164,19 \text{MPa} ; E_v = 10818,86 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.8 : Vérification de la flèche de plancher.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,61	2,36	0,009	188,52	4,56	1,83	0,58	78142,46	23583,38	37907,47

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,34cm \\ f_v = 0,63cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,29cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{5,20}{1000} + 0,5 = 1,02cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,29cm \quad \bar{f} = 1,02cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.3.3 Ferrailage transversal des poutrelles :..... [1]

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 6.86mm$$

On prend: $\Phi_t = 6 mm$

$$A_r = m_t \times A_t = m_t \times (\pi d^2) / 4 = 2 \times 0.5 = 0,57 cm^2$$

avec : A_t : section d'un cours transversal.

m_t : nombre des barres dans un cours.

On choisit: $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 cm^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **Selon le BAEL :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_{tl}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ reprise de bétonnage; } \alpha = 90 \\ S_t \leq \min(0.9d ; 40 cm) \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \end{array} \right.$$

avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{21,16 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,816 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,57}{12 S_{tl}} \geq \frac{0,214}{0,9 \times 235} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 0,214} \rightarrow S_t \leq 46,95 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 19,44 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} \Rightarrow S_t \leq 27,91 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Selon le RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 15,83 \text{ cm} \\ S_t \leq 6 \text{ cm Zone nodale} \\ S_t \leq 12 \text{ cm Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend:

$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{Zone courante.}$

$S_t = 6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

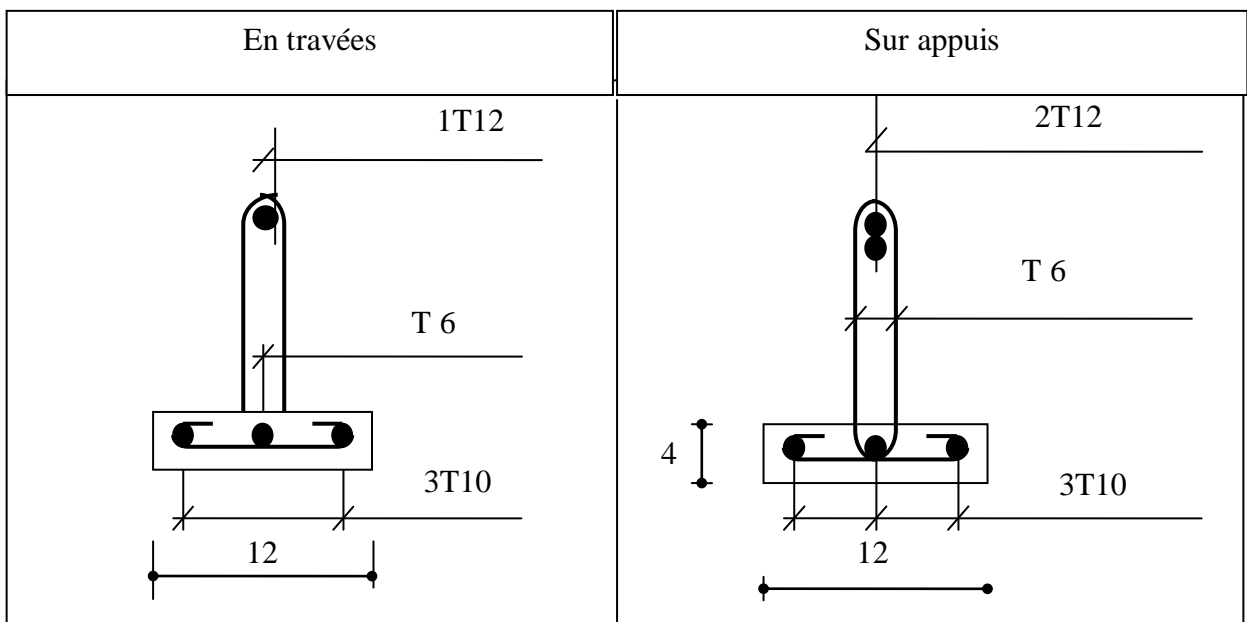


Figure III.25 : Ferrailages des poutrelles.

III.4.4 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : $L=65\text{cm}$; $f_e=520\text{ MPa}$ (quadrillage de TS, TIE 520 $\rightarrow \Phi \leq 6\text{ mm}$).

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5T5 ($1,18\text{cm}^2$)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Soit : 5T5 = $1,18\text{cm}^2$ $S_t=20\text{cm}$.

❖ **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

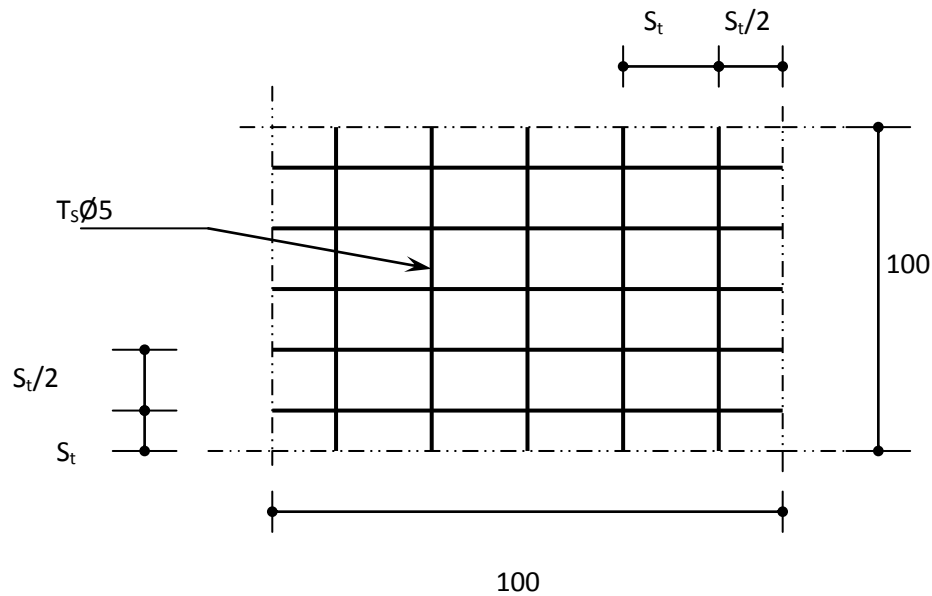


Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5 Dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû principalement à son poids élevé et à la variation des efforts induits.

III.5.1 Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

D'après l'entreprise nationale des ascenseurs l'épaisseur de la dalle doit être au minimum de 25cm.

III.5.2 Evaluation des charges :

a) Charge permanentes :

- Poids de la machine + ascenseurs supportée :50KN/m².
- Poids de la dalle en Béton Armé :25×0,25 = 6,25KN/m².

$$\sum G = 56,25 \text{ KN /m}^2.$$

b) Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

c) **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 57,75 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3 Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes

sur 04 cotés.

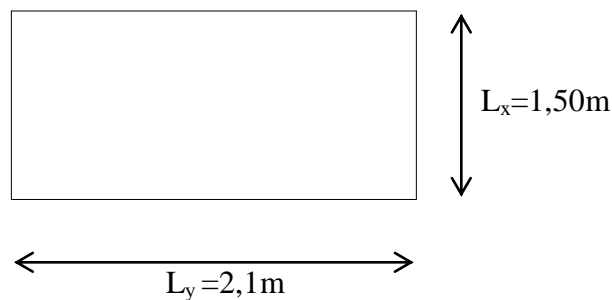


Figure III.27 : Panneau de la dalle machine.

- ❖ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

- ❖ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_a = 0,5M_0$$

$$\text{avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations.

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
à l'ELU	1,50	2,10	0,71	0,062	0,51	77,43	10,80	5,51	9,18	4,68	5,40
à l'ELS	1,50	2,10	0,71	0,068	0,64	57,75	8,84	5,65	5,66	4,81	4,42

III.5.4 Calcul de ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1 ml, on aura une section de $b=100\text{cm}$ et $h=25\text{cm}$ qui travaille en flexion simple.

avec : $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9h = 22,5\text{cm}$

Les résultats trouvés en travées et en appui dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux Suivants :

Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle en travée dans les deux sens.

	M_t (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Sens(x-x)	9,18	0,013	0,00	0,016	22,35	1,18	4T10	3,14	25
Sens (y-y)	4,68	0,006	0,00	0,008	22,42	0,60	4T8	2,01	25

Tableau III.11 : ferrailage de la dalle en appui dans les deux sens.

M_a (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	z (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
5,40	0,008	0,00	0,009	22,41	0,69	4T10	3,14	25

III.5.5 Vérifications à l'état limite ultime (E.L.U) :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_x \geq \rho_0 \cdot \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) b \cdot h$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h$$

On à: $h = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,71$$

$\rho_0 = 8 \cdot 10^{-4}$ pour FeE400

$$A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) b \cdot h = 2,29 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 2,00 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

Sens x-x: $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,29 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Sens y-y: $A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2,00 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,29 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$T_u^{\max} = \frac{2 \cdot q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2 \cdot L_y} = \frac{2 \times 77,43 \times 1,5 \times 2,1}{1,5 + 2 \times 2,1} = 85,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{85,58 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0,342 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,342 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.5.6 Vérifications à l'état limite service (E.L.S) :

a) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,16.f_{c28} = 15MPa$
- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e, 150.\eta) = 240MPa$

La vérification se fait suivant l'organigramme de la flexion simple à l'ELS (voir annexe)

Le tableau suivant récapitule les résultants trouvés :

Tableau III.12 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _b	σ _{st} ≤ σ _{st}
Travée	x-x	5,66	3,14	4,16	18242,05	1,29	85,37	vérifiée	vérifiée
	y-y	4,81	2,01	3,39	12309,14	1,32	111,9	vérifiée	vérifiée
Appuis	x-x	4,42	3,14	4,16	18242,05	1,01	66,67	vérifiée	vérifiée
	y-y								

b) Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{150} = 0,166 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée.
- $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 22,5} = 0,0014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0,166 \geq \frac{5,66}{10 \times 4,42} = 0,13$Condition vérifiée.

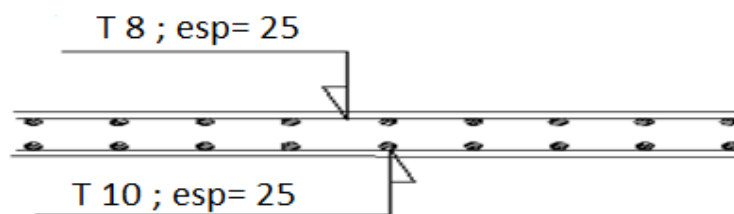


Figure III.28 : Ferrailage de la dalle machine.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de la prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique de la construction agitée.

IV.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA 1999 version 2003**. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, selon le **RPA 1999 version 2003**, on utilise la méthode dynamique modale spectrale à l'aide d'un logiciel d'analyse 'ETABS'.

IV.2.1. Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe de la méthode :**

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.

b) Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

c) Le spectre de réponse de calcul :

Le **RPA 1999 version 2003** recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

avec :

- T : Période fondamentale de la structure.
- Sa /g : Accélération spectrale.
- g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s².
- A : Coefficient d'accélération de la zone : [4]

A=0,2 (Zone II_b, groupe d'usage 2)

- η : Facteur de correction d'amortissement :

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

ξ= 8.5% valeur intermédiaire entre 7 (portique avec remplissage en béton armé) et 10 (voiles avec remplissage en béton armé)... [4]

$$\eta = 0.816$$

- R : Coefficient de comportement : ... [4]

R=4 (Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.).

- Q : Facteur de qualité : ... [4]

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

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,3 = 1,3$$

- $T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques :

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

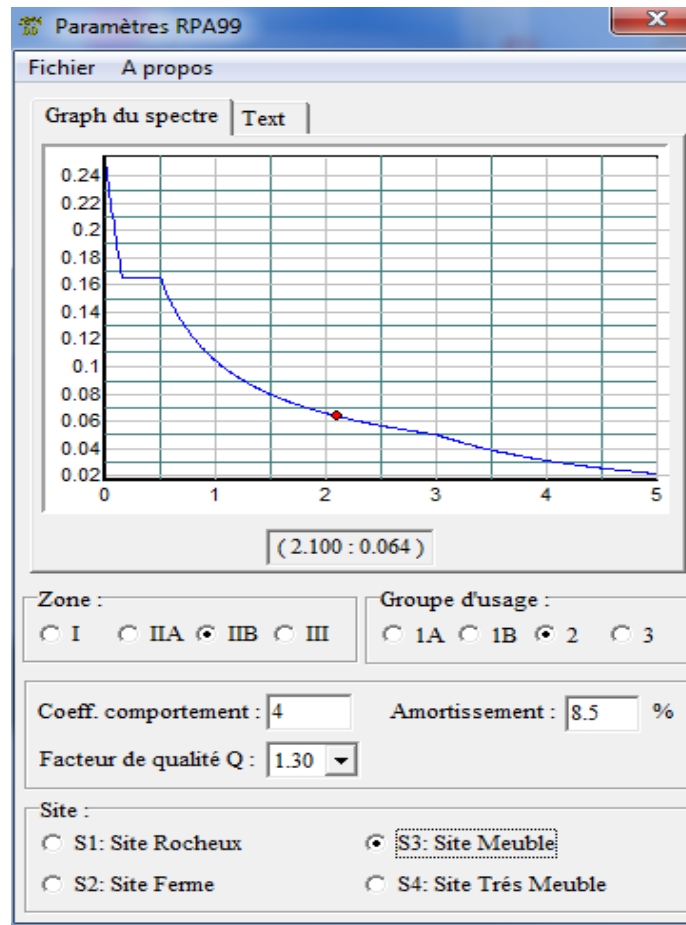


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

d) Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du **RPA 1999 version 2003**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

e) Vérifications :

Communément aux méthodes de calcul (statique et dynamique), le **RPA 1999 version 2003** exige la vérification suivante :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification des périodes.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

- Vérification de déplacement.
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

IV.3 Interprétation des résultats de l'analyse sismique :

IV.3.1. Premier modèle :

Dans ce type de modèle la disposition des voiles est dans périphérie de la structure.

a) Vérification de comportement :

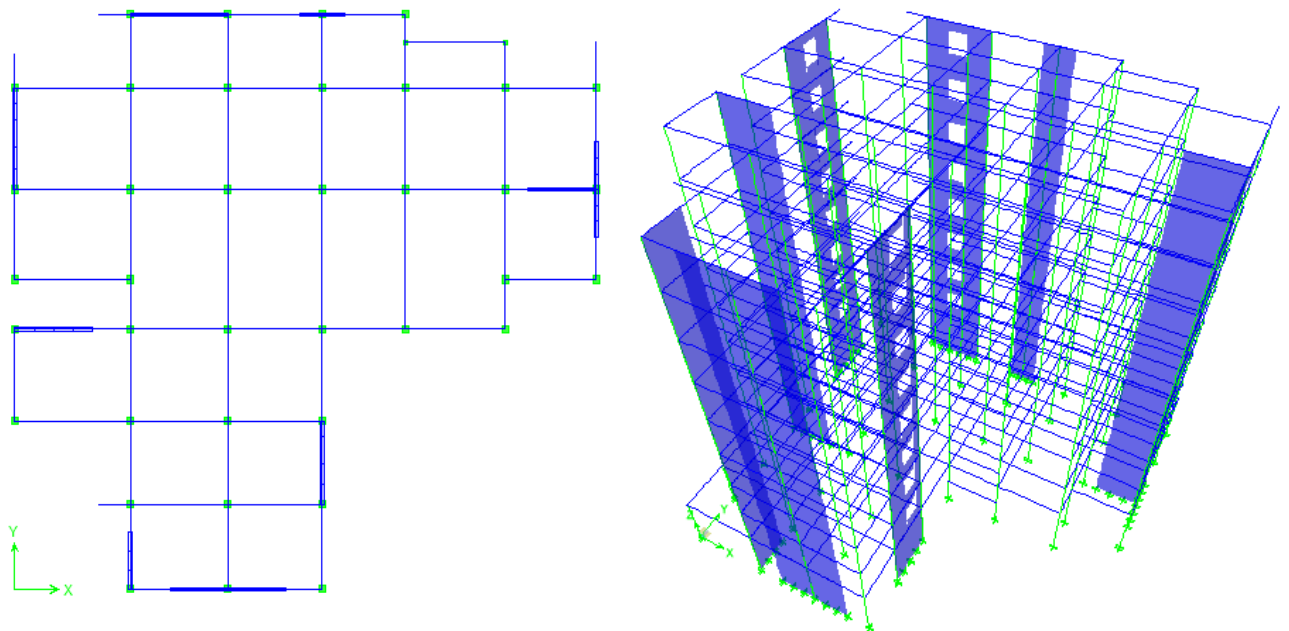
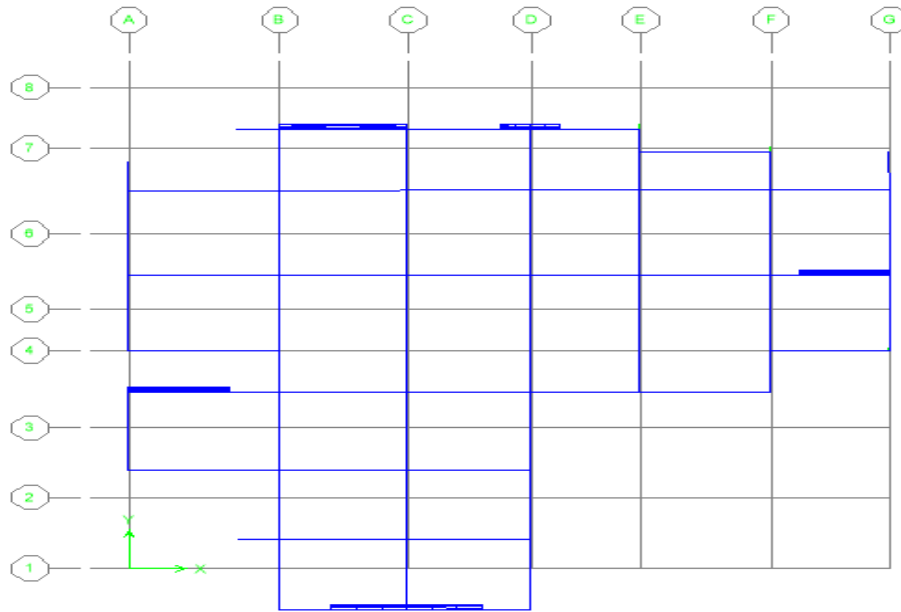
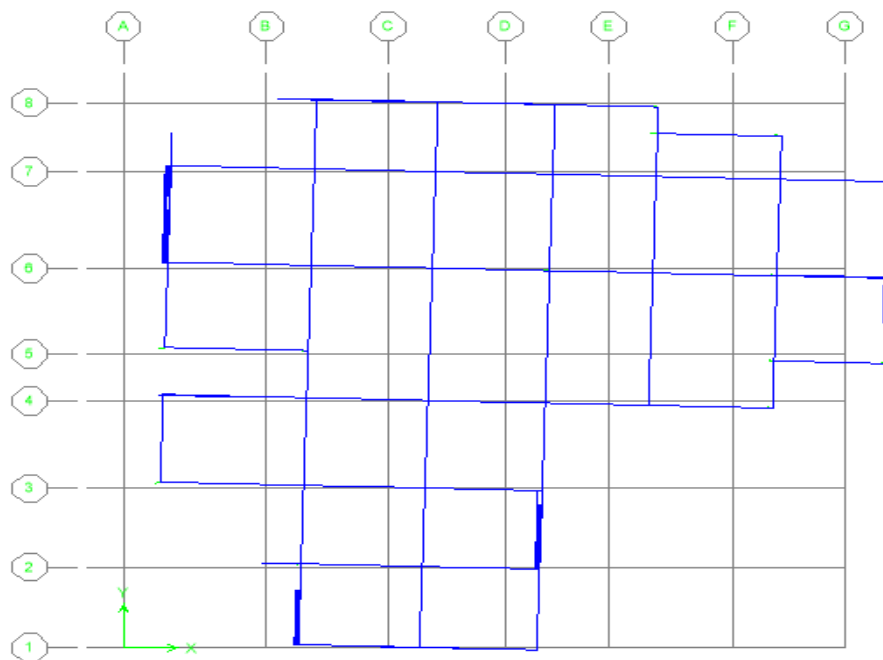


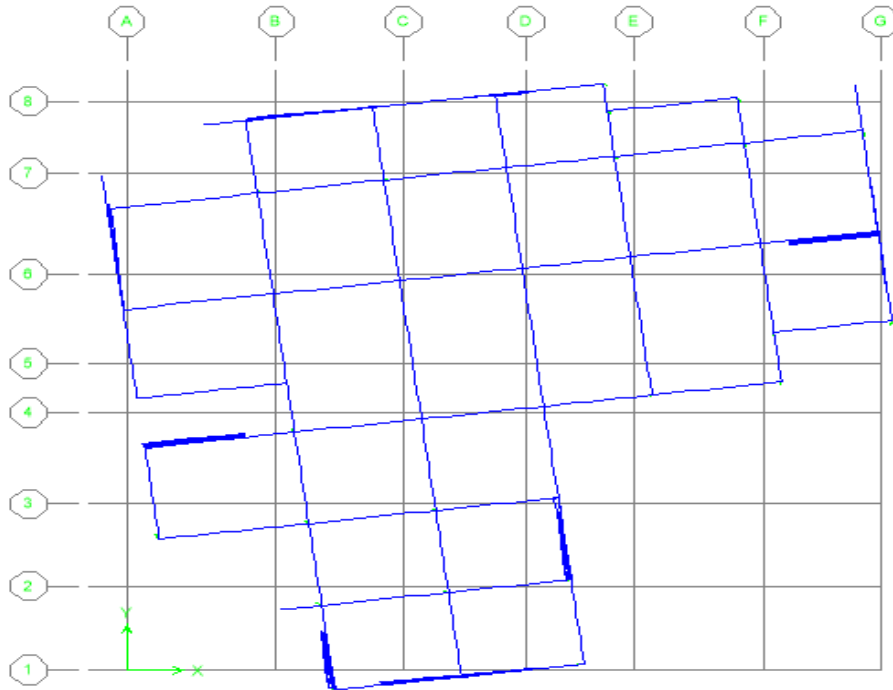
Figure IV.2 : Première modèle par ETABS.



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.3 : Le comportement des trois premiers modes.**Tableau IV.2 :** le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation y	Translation x	Rotation z

b) Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0,721571	0,0273	69,4267
2	0,678316	67,9011	69,4548
3	0,514975	70,1668	69,4559
4	0,209535	70,1677	87,2611
5	0,189267	87,721	87,2645
6	0,143515	88,0588	87,3526
7	0,099283	88,0606	93,8755
8	0,088751	94,2896	93,8809

c) Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empirique appropriées de 30% selon le **RPA 1999 version 2003**.

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

avec :

- h_N : hauteur mesurée 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.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

D'après le **RPA 1999 version 2003** : $C_T = 0,05$

$$T = \min \begin{cases} 0,63 \\ 0,51 \\ 0,53 \end{cases}$$

Les résultats de la vérification des périodes présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Vérification des périodes.

	T_{rpa}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,51	0,72	0,66	Non
Y	0,53	0,68	0,69	Oui

d) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée selon le **RPA 1999 version 2003**.

Donc il faut vérifier que :

$$V_T \geq 0,8 V$$

• **Calcul de la force sismique totale :..... [4]**

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

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tel que :

- $A = 0,20$ Coefficient d'accélération de zone selon le **RPA 1999 version 2003**.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site est donnée par le **RPA 1999 version 2003**.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{0,7} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{0,7} \left(\frac{3}{T}\right)^{0,5} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7) selon le **RPA 1999 version 2003**.

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = 0,816$$

$$D_x = 2,01$$

$$D_y = 1,96$$

R : Coefficient de comportement global de la structure est donné par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement selon le **RPA 1999 version 2003**.

$$R = 4$$

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1,3$$

W : Poids total de la structure.

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

$\beta = 0,2$ valeurs du coefficient de pondération.

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5 : Valeurs de la force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,20	2,01	1,96	4	1,3	1,3	43330 ,57	5661,14	5520,31

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V (KN)	V _t (KN)	0,8×V	V _t ≥ 0,8×V
X	5661,14	4239,57	4528,90	Non
Y	5520,31	4129,02	4416,25	Non

e) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et donnée par le **RPA 1999 version 2003**.

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

avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique.
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le **RPA 1999 version 2003** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doit pas dépasser.

$$\Delta K \text{ limite} = 0,01 h_e$$

avec :

- h_e : la hauteur de l'étage K.

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau	δ_{ek}	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,022	0,088	0,0104	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0194	0,0776	0,0116	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0165	0,066	0,0112	0,0306	Oui
5 ^{ème} étage	0,0137	0,0548	0,0116	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0108	0,0432	0,0112	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,008	0,032	0,0104	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,0054	0,0216	0,0092	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,0031	0,0124	0,0076	0,0306	Oui
RDC	0,0012	0,0048	0,0048	0,0408	Oui

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y.

Niveau	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,0243	0,0972	0,012	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0213	0,0852	0,0128	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0181	0,0724	0,0132	0,0306	Oui
5 ^{ème} étage	0,0148	0,0592	0,0124	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0117	0,0468	0,012	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,0087	0,0348	0,0116	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,0058	0,0232	0,01	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,0033	0,0132	0,008	0,0306	Oui
RDC	0,0013	0,0052	0,0052	0,0408	Oui

f) Interprétation des résultats :

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés.
- La période de la structure n'est pas vérifiée.

IV.3.2. Deuxième modèle :

a) Vérification de comportement :

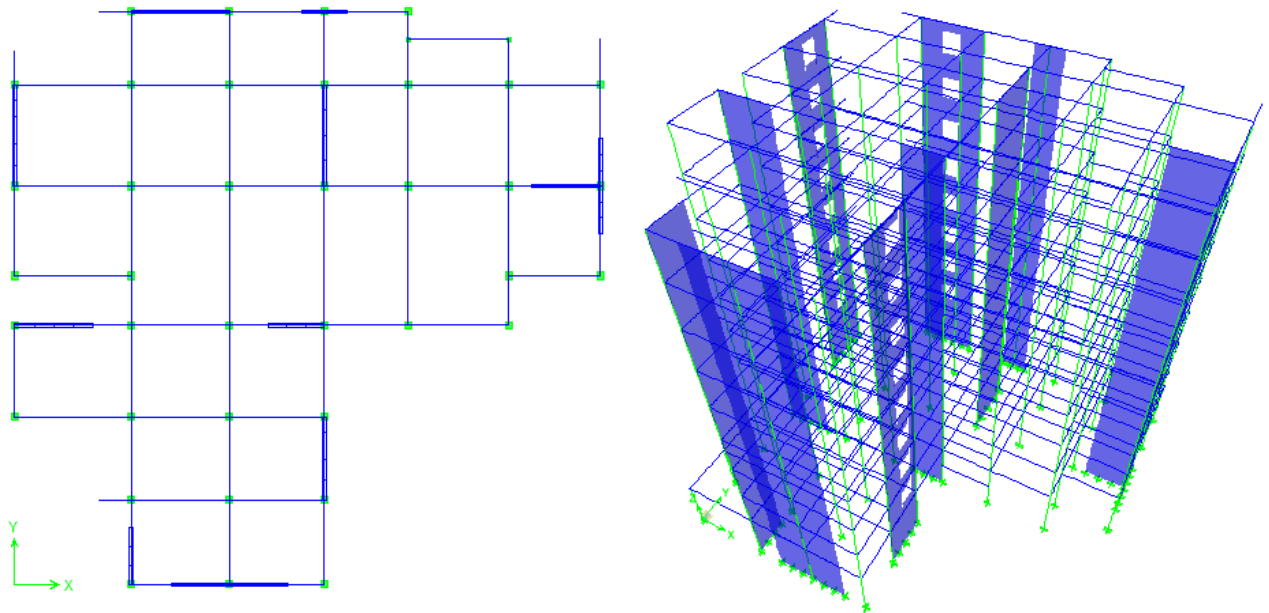
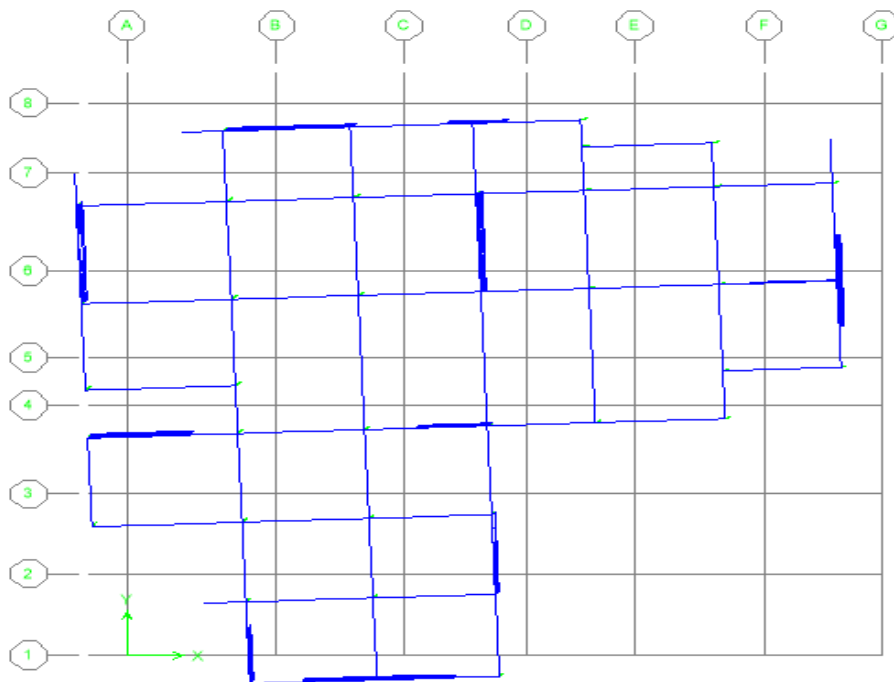
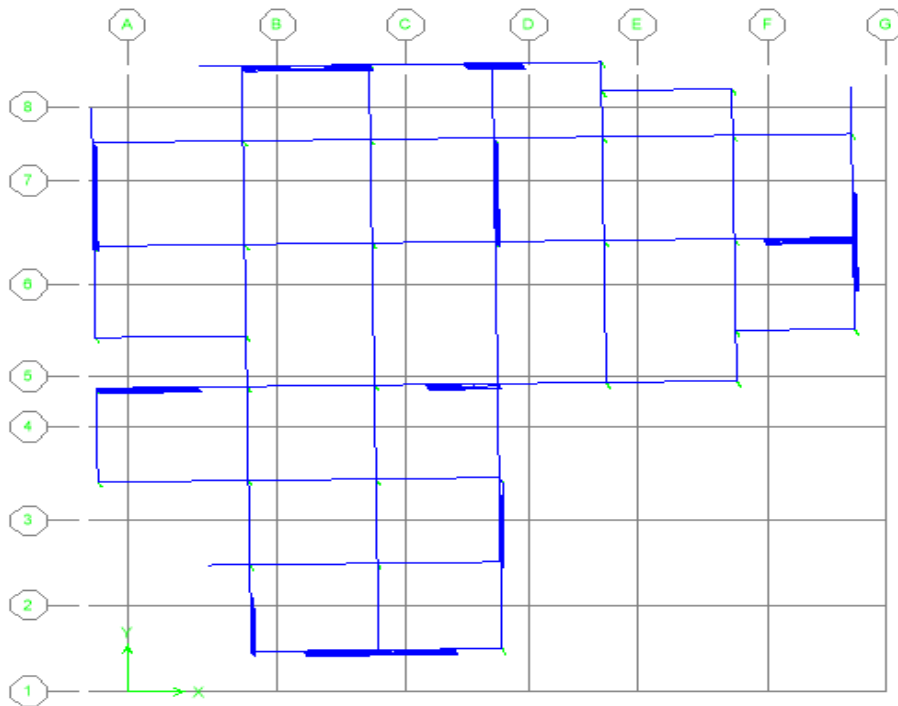


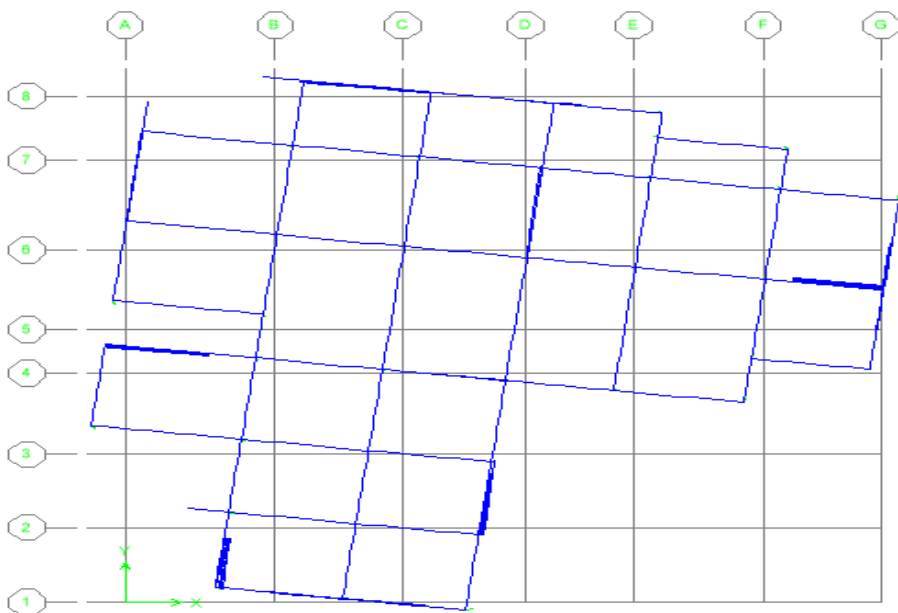
Figure IV.4 : Deuxième modèle par ETABS.



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.5 : Le comportement des trois premiers modes.

Après l'analyse de la structure le comportement des trois premiers modes présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation x	Translation y	Rotation z

b) Vérification de participation massique :

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0,665176	46,4824	20,0021
2	0,653705	66,8246	68,7014
3	0,510735	70,1506	68,9664
4	0,184623	85,7694	70,7213
5	0,182304	87,3851	87,3553
6	0,142572	87,9456	87,3591
7	0,086442	93,7494	87,7283
8	0,085452	94,076	94,0892

c) Vérification des périodes :

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Vérification des périodes.

	T_{rpa}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,51	0,67	0,66	Non
Y	0,53	0,65	0,69	Non

d) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.12 : Valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,2	2,01	1,96	4	1,3	1,3	44059,16	5756,33	5613,14

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V(KN)	V_t (KN)	$0,8 \times V$	$V_t \geq 0,8 \times V$
X	5756,33	4334,63	4605,06	Non
Y	5613,14	4414,29	4490,51	Non

e) Vérification des déplacements :

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,0211	0,0844	0,01	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0186	0,0744	0,0108	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0159	0,0636	0,0112	0,0306	Oui

5 ^{ème} étage	0,0131	0,0524	0,0108	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0104	0,0416	0,0108	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,0077	0,0308	0,01	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,0052	0,0208	0,0088	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,003	0,012	0,0072	0,0306	Oui
RDC	0,0012	0,0048	0,0048	0,0408	Oui

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,0215	0,086	0,0108	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0188	0,0752	0,0116	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0159	0,0636	0,0116	0,0306	Oui
5 ^{ème} étage	0,013	0,052	0,0112	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0102	0,0408	0,0108	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,0075	0,03	0,01	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,005	0,02	0,0088	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,0028	0,0112	0,0068	0,0306	Oui
RDC	0,0011	0,0044	0,0044	0,0408	Oui

f) Interprétation des résultats :

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés.
- Les périodes de la structure ne sont pas vérifiées.

IV.3.3 Modèle finale :

a) Vérification de comportement :

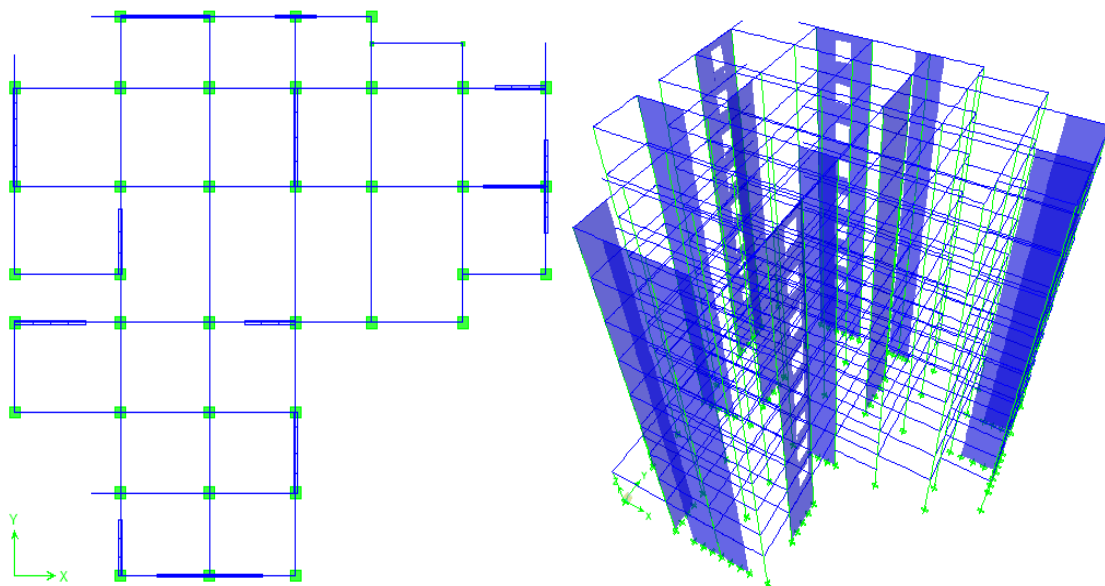
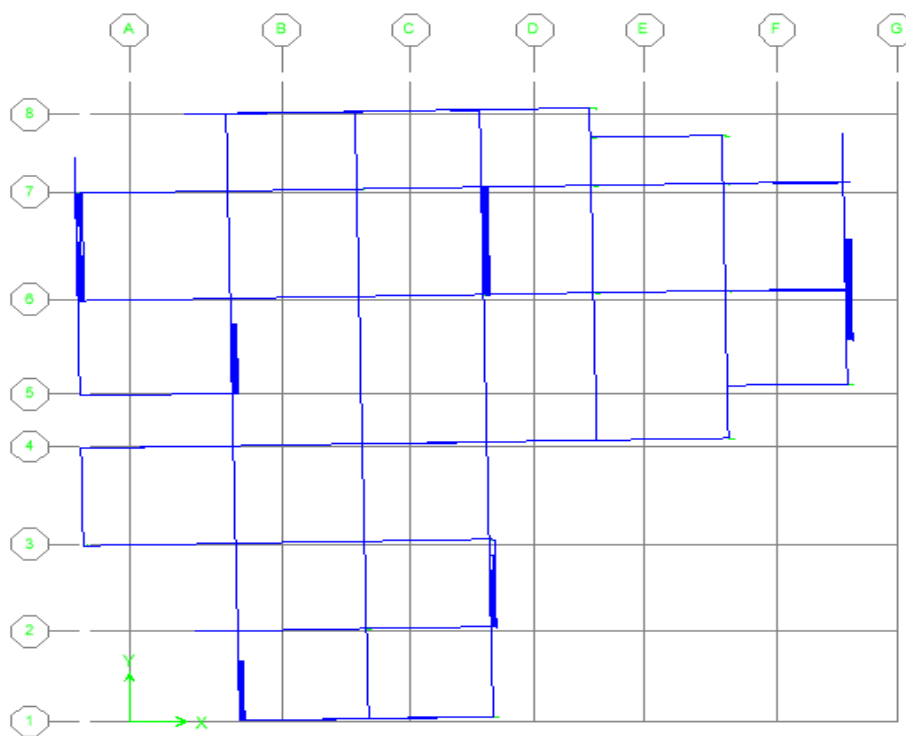
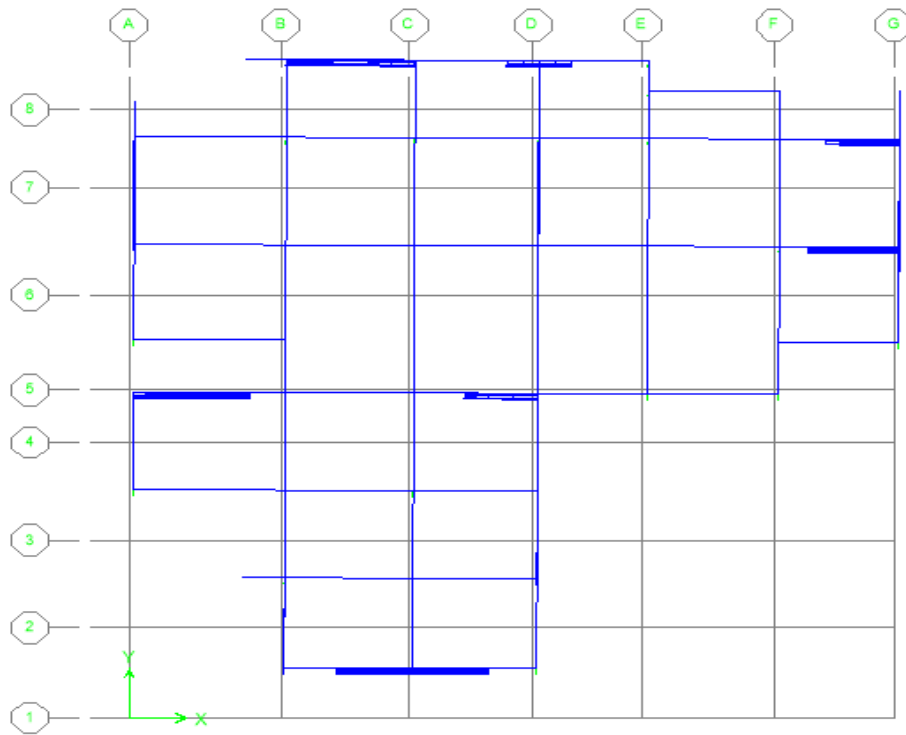


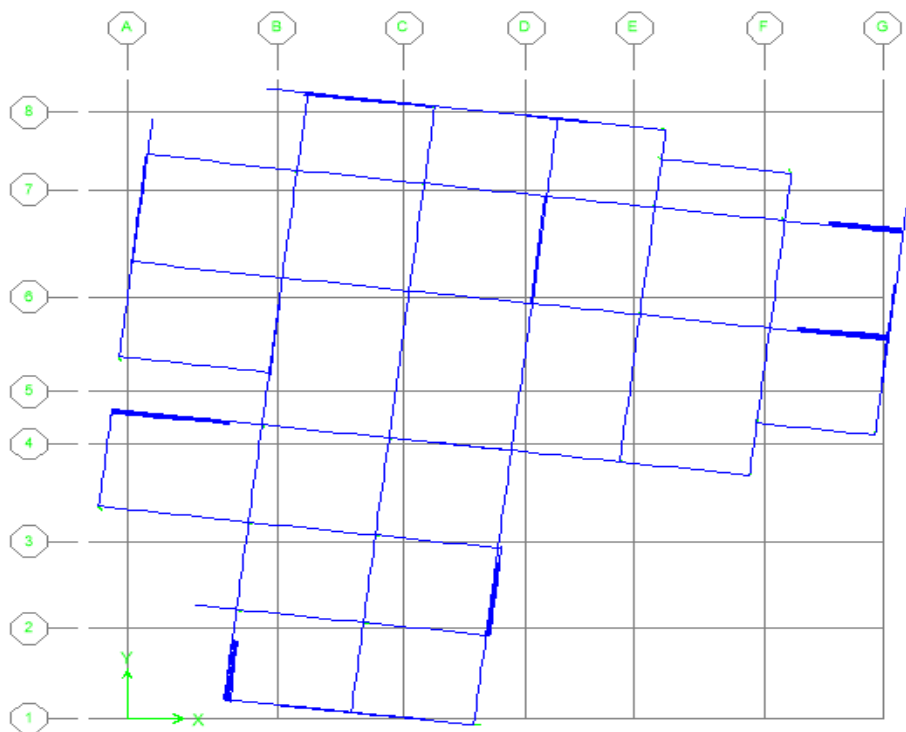
Figure IV.6 : Model finale par ETABS.



Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure IV.7 : Le comportement des trois premiers modes.

Après l'analyse de la structure le comportement des trois premiers modes présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation x	Translation y	Rotation z

b) Vérification de participation massique :

Les résultats du pourcentage de participation massique du mode sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)
1	0,657195	68,6461	0,5313
2	0,650588	69,1728	69,4904
3	0,524892	70,0953	69,5018
4	0,183898	84,6483	72,7716
5	0,182942	87,844	87,3598
6	0,148307	87,9604	87,5863
7	0,088509	91,7356	90,1668

c) Vérification des périodes :

Les résultats de la vérification des périodes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Vérification des périodes.

	T_{rpa}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,51	0,657	0,66	Oui
Y	0,53	0,650	0,69	Oui

d) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Les données de calcul de la force sismique et la vérification sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.19 : Valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,20	2,01	1,96	4	1,3	1,3	49372,95	5833,31	5688,20

Tableau IV.20 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	$0,8 \times V$	$V_t \geq 0,8 \times V$
X	5833,31	4752,15	4666,65	Oui
Y	5688,20	4643,84	4550,56	Oui

- **Remarque :**

Si $V_t < 0,8V$ il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dont les rapports :

$$\text{Sens X. } \frac{0,8V}{V_t}$$

$$\text{Sens Y. } \frac{0,8V}{V_t}$$

e) Vérification des déplacements :

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.21 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,0206	0,0824	0,01	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0181	0,0724	0,0104	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0155	0,062	0,0108	0,0306	Oui
5 ^{ème} étage	0,0128	0,0512	0,0108	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0101	0,0404	0,0104	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,0075	0,03	0,01	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,005	0,02	0,0084	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,0029	0,0116	0,0068	0,0306	Oui
RDC	0,0012	0,0048	0,0048	0,0408	Oui

Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01 he	Vérification
terrasse	0,02	0,08	0,01	0,0306	Oui
7 ^{ème} étage	0,0175	0,07	0,0104	0,0306	Oui
6 ^{ème} étage	0,0149	0,0596	0,0108	0,0306	Oui
5 ^{ème} étage	0,0122	0,0488	0,0104	0,0306	Oui
4 ^{ème} étage	0,0096	0,0384	0,01	0,0306	Oui
3 ^{ème} étage	0,0071	0,0284	0,0096	0,0306	Oui
2 ^{ème} étage	0,0047	0,0188	0,008	0,0306	Oui
1 ^{er} étage	0,0027	0,0108	0,0064	0,0306	Oui
RDC	0,0011	0,0044	0,0044	0,0408	Oui

f) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_K}{V_k \cdot h_K} \leq 0,10$$

avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'
- h_k : Hauteur de l'étage 'K'.

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une

analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si $\theta > 0,20$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les étapes de la vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.23 : Vérification de l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	Δ_{kx} (m)	θ	$\theta \leq 0,10$
28,56	4551,95478	1160,62025	0,01	0,0137325	oui
25,5	3824,69631	1935,93847	0,0104	0,0805747	oui
22,44	3860,9786	2562,6051	0,0108	0,00725131	oui
19,38	3951,79271	3093,06194	0,0108	0,00711993	oui
16,32	4057,22372	3541,31562	0,0104	0,00730092	oui
13,26	4119,01888	3913,21709	0,01	0,0079381	oui
10,2	4177,19512	4203,51522	0,0084	0,0818373	oui

7,14	4246,26046	4422,30891	0,0068	0,00914467	oui
4,08	4819,42639	4566,05514	0,0048	0,0124175	oui

Tableau IV.24 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	V_y (KN)	Δ_{ky} (m)	θ	$\theta \leq 0,10$
28,56	4551,9548	1189,80415	0,01	0,00133957	oui
25,5	3824,6963	1982,07276	0,0104	0,00078699	oui
22,44	3860,9786	2622,06758	0,0108	0,00070869	oui
19,38	3951,7927	3162,15341	0,0104	0,00067064	oui
16,32	4057,2237	3616,38549	0,01	0,00068744	oui
13,26	4119,0189	3990,83139	0,0096	0,00074724	oui
10,2	4177,1951	4281,0355	0,008	0,00076529	oui
7,14	4246,2605	4499,71696	0,0064	0,00084587	oui
4,08	4819,4264	4643,84316	0,0044	0,00111921	oui

g) Interprétation des résultats :

L'analyse de la structure nous permet d'observer :

- Il est à noter que le pourcentage de masse modale dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus.
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés.
- La structure étudiée est justifié vis-à-vis de l'effet P- Δ , (l'effet P- Δ peuvent être négligés).
- Les périodes de la structure sont vérifiés.
- Le comportement de la structure est bien dans les deux sens.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires

Après plusieurs simulations, nous avons opté le dernier modèle pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE

DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir : (Poteaux, poutres, voiles).

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis ces différents éléments, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de luis. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **CBA93** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99 Version 2003**). Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis aux efforts normaux "N" et aux moments de flexion "M" dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

Les armatures seront calculées à l'aide du Logiciel « **SOCOTEC** » à l'état limite ultime ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.1.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

- **Selon CBA 93 :**
 - ELU: Situation durable $1,35G+1,5Q$
 - ELS: Situation durable $G+Q$

- **Selon RPA 99 :**

- Situation accidentelle $G+Q\pm E$
..... $0,8G\pm E$

avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{cor}).
- 2- Le moment maximal et l'effort correspondant (M_{\max} , N_{cor}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.1.2 Recommandations des règles RPA 99 concernant les poteaux :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone IIb).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone IIb). La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone IIb).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.1.3 Résultats de calcul de ferrailage longitudinal :**Tableau V.2 :** Ferrailages des poteaux cas (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	combinaison plus défavorable	Sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)
RDC	55×55	-2744,6	40,564	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00
1,2 ^{ème} étage	50×50	-2273,46	100,56	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00
3,4 ^{ème} étage	45×45	-1646,21	44,098	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00
5 ^{ème} étage	40×40	-1070,04	15,077	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00
6 ^{ème} étage	35×35	-841,69	12,178	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00
7,8 ^{ème} étage	30×30	-621,94	6,625	1,35G+1,5Q	S.E.C	0,00	0,00

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux cas (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (KN)	N^{corr} (KN.m)	combinaison plus défavorable	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)
RDC	55×55	-141,5	-343,66	G+Q+EY	S.P.T	0,00	35,54
1,2 ^{ème} étage	50×50	-150,28	-1509,7	G+Q+EY	S.P.T	10,26	27,14
3,4 ^{ème} étage	45×45	-148,67	-709,03	G+Q+EY	S.P.T	0,00	20,01
5 ^{ème} étage	40×40	-113,33	-510,75	G+Q+EY	S.P.T	0,00	17,27
6 ^{ème} étage	35×35	-84,03	-341,47	G+Q+EY	S.P.T	0,00	11,98
7,8 ^{ème} étage	30×30	-62,16	-123,83	G+Q+EY	S.P.T	0,00	9,07

V.1.4 Choix des armatures :

Nous avons choisit de faire une distinction entre les poteaux lié ou non lié au voiles, et même entre les poteaux où une déferérence de section est vue dans le même étage.

Les résultats de ferrailage sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.

Niv	poteau	Section (cm ²)	As' (cm ²)	As (cm ²)	choix	As^{adop} (cm ²)	As^{min} (cm ²)
RDC	Lié au voile	55×55	0,00	17,47	4T20+8T16	28,66	27,23
	Non lié au voile	55×55	0,00	35,54	12T20	37,71	27,23
1 ^{ème} ,	Non lié au voile	50×50	0,00	10,96	12T16	24,14	22,50
2 ^{ème}		50×50	10,26	27,14	4T20+8T16	28,66	22,50

3 ^{eme} ,	Lié au voile	45×45	0,00	8,84	12T14	18,48	18,23
4 ^{eme}	Non lié au voile	45×45	0,00	20,01	4T16+8T14	20,37	18,23
5 ^{eme}	Lié au voile	40×40	0,00	7,16	4T14+8T12	15,21	14,40
	Non lié au voile	40×40	0,00	17,27	12T14	18,48	14,40
6 ^{eme}	Lié au voile	35×35	0,00	5,82	8T14	12,32	11,03
	Non lié au voile	35×35	0,00	11,98	8T14	12,32	11,03
7 ^{eme} ,	Lier au voile	30×30	0,00	4,98	8T12	9,05	08,10
8 ^{eme}	Non lié au voile	30×30	0,00	9,07	8T14	12,32	08,10

V.1.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

- Si la section est partiellement comprimée, il faut vérifier que :
 - a) Béton :

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

- b) Acier :

Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \tau_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max (0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 0,8 \tau_s$

avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$.

- Si la section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton.

Tableau V.5 : Vérifications des contraintes cas (N^{\max} , M^{cor}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{cor} (KN.m)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
RDC	55×55	-1996,8	29,353	S.E.C	6,60	-	vérifiée
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	50×50	-1654,5	72,782	S.E.C	6,61	-	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×45	-1198,4	31,947	S.E.C	5,91	-	vérifiée

5 ^{eme}	40×40	-781,54	10,992	S.E.C	4,88	-	vérifiée
6 ^{eme}	35×35	-615,33	8,885	S.E.C	5,02	-	vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30×30	-455,47	4,83	S.E.C	5,06	-	vérifiée

Tableau V.6 : Vérifications des contraintes cas (M^{\max} , N^{cor}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{cor} (KN)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
RDC	55×55	-78,631	-232,24	S.P.T	0,76	36,99	vérifiée
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	50×50	72,782	1654,5	S.P.T	6,61	49,29	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×45	-49,612	-673,47	S.P.T	3,32	52,10	vérifiée
5 ^{eme}	40×40	-41,323	-526,46	S.P.T	3,29	54,28	vérifiée
6 ^{eme}	35×35	-38,302	-385,38	S.P.T	3,15	85,51	vérifiée
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30×30	-40,002	-119,54	S.P.T	1,32	106,3	vérifiée

V.1.6. Vérification de sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'**RPA** impose que l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V.7 : Vérification de sollicitations normale.

Niveau	Section (mm ²)	N_d (N)	f_{c28} (MPa)	v	Observation
RDC	550×550	659030	25	0,0871	vérifiée
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	500×500	593100	25	0,095	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	450×450	381530	25	0,075	vérifiée
5 ^{eme}	400×400	175410	25	0,044	vérifiée

6 ^{ème}	350×350	99090	25	0,032	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	300×300	47908	25	0,021	vérifiée

V.1.7 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

avec :

T_u : L'effort tranchant sous la combinaison sismique.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contraint de cisaillement sous la combinaison sismique.

$\bar{\tau}_u$: Contraint limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contraint $\bar{\tau}_u$ doit être limité aux valeurs suivantes :

- **Selon le CBA 93 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$...Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon RPA99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$.

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$.

avec :

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour une section carrée :

$$\lambda = \frac{l_f}{b} \cdot \sqrt{12}$$

avec :

λ : L'élançement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,7L_0$).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA (MPa)	vérification
RDC	55×55	119,91	0,44	17,98	0,075	1,875	2,5	vérifiée
1 ^{er}	50×50	54,97	0,24	14,84	0,075	1,875	2,5	vérifiée
2 ^{eme}	50×50	57,67	0,26	14,84	0,075	1,875	2,5	vérifiée
3 ^{eme}	45×45	48,79	0,27	16,49	0,075	1,875	2,5	vérifiée
4 ^{eme}	45×45	56,42	0,31	16,49	0,075	1,875	2,5	vérifiée
5 ^{eme}	40×40	49,89	0,35	18,55	0,075	1,875	2,5	vérifiée
6 ^{eme}	35×35	45,88	0,42	21,20	0,075	1,875	2,5	vérifiée
7 ^{eme}	30×30	33,41	0,41	24,73	0,075	1,875	2,5	vérifiée
8 ^{eme}	30×30	39,05	0,48	24,73	0,075	1,875	2,5	vérifiée

V.1.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant de calcul.

$f_e = 400 \text{ MPa}$: Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone II}_b\text{)}.$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone II}_b\text{)}.$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale est donnée comme suit

$$0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3.$$

Tableau V.9 : Espacement maximales selon RPA99 version 2003.

Niveau	Section	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC	55×55	12T20	20	10	20
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	50×50	4T20 + 8T16	16	10	16
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×45	4T16 + 8T14	14	10	14
5 ^{eme}	40×40	12T14	14	10	14
6 ^{eme}	35×35	8T14	14	10	14
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30×30	8T14	14	10	14

Tableau V.10 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{max} (KN)	S_t (cm)	At^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC	55×55	2,856	5,19	2,50	119,912	10	1,36	4T10	3,14
1 ^{eme} , 2 ^{eme}	50×50	2,142	4,28	3,75	57,666	10	1,08	4T10	3,14
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	45×45	2.142	4,76	3,75	56,425	10	1,17	4T8	2,01
5 ^{eme}	40×40	2.142	5,36	2.50	49,885	10	0,78	4T8	2,01
6 ^{eme}	35×35	2.142	6,12	2.50	45,879	10	0,82	4T8	2,01
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30×30	2,142	7,14	2,50	39,046	10	0,81	4T8	2.01

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum.

V.1.9 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_l$ en zone II_b.

Les longueurs de recouvrement pour les différents diamètres d'acier utilisés sont les suivants :

$\varnothing = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100 \text{ cm.}$

$\varnothing = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm.}$

$\varnothing = 14 \text{ mm.} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm.}$

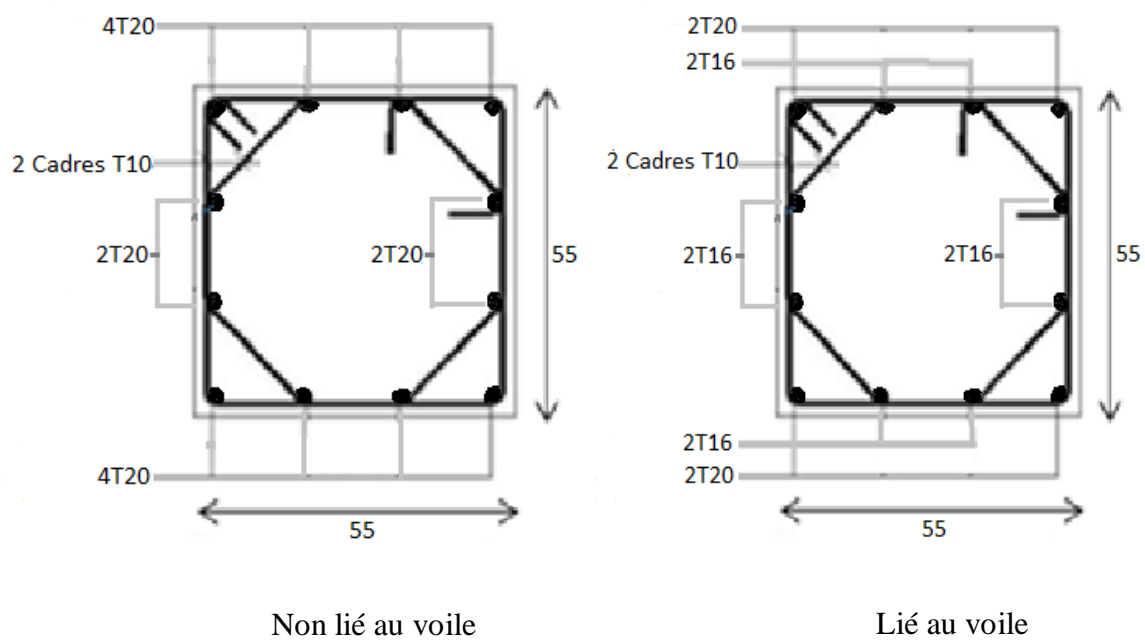


Figure V.1 : Ferraillage des poteaux de RDC.

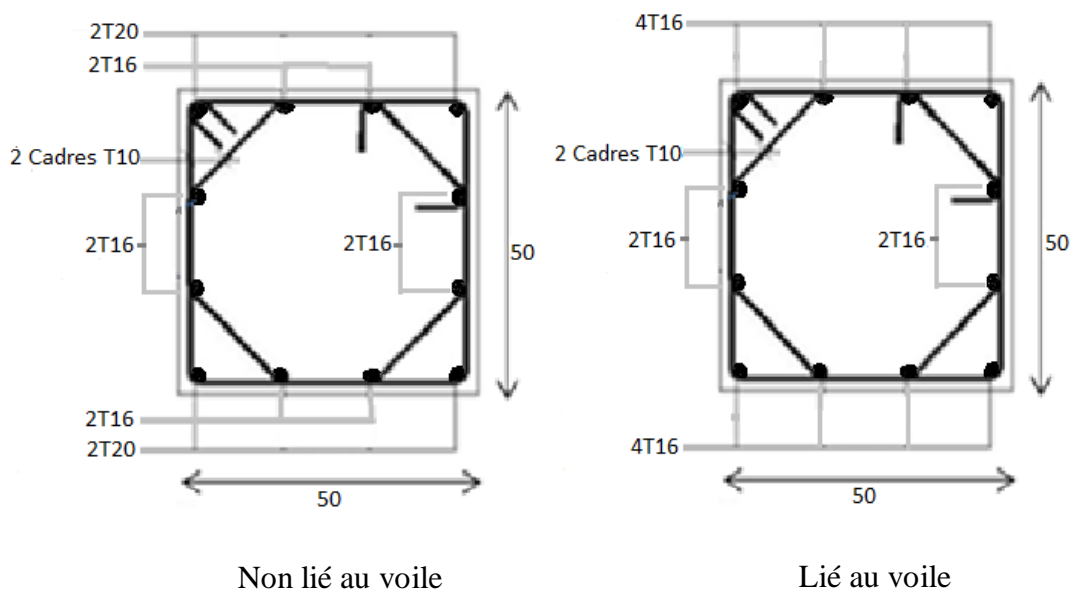


Figure V.2 : Ferraillage des poteaux de 1^{ère} et de 2^{ème} étage.

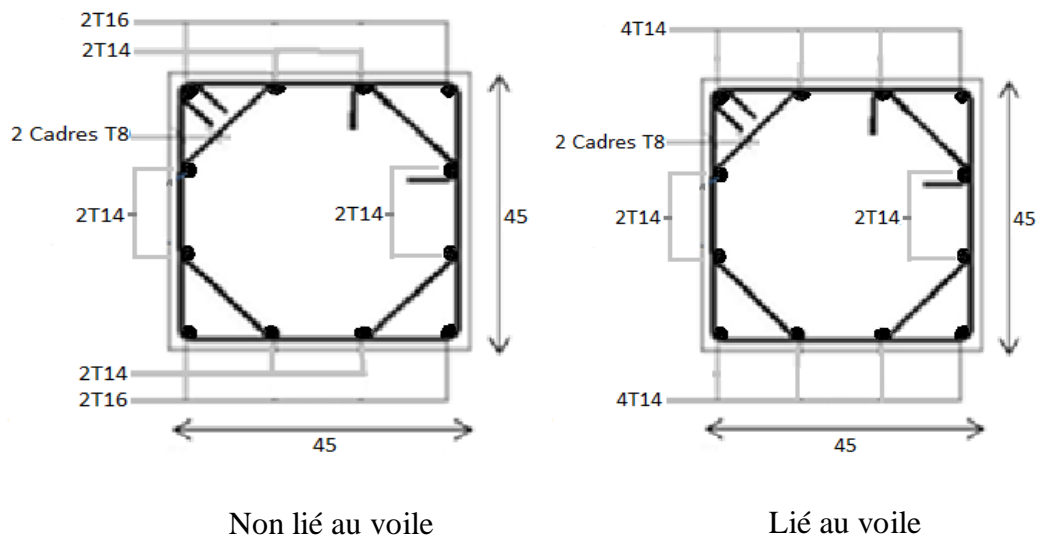


Figure V.3 : Ferrailage des poteaux de 3^{ème} et de 4^{ème} étage.

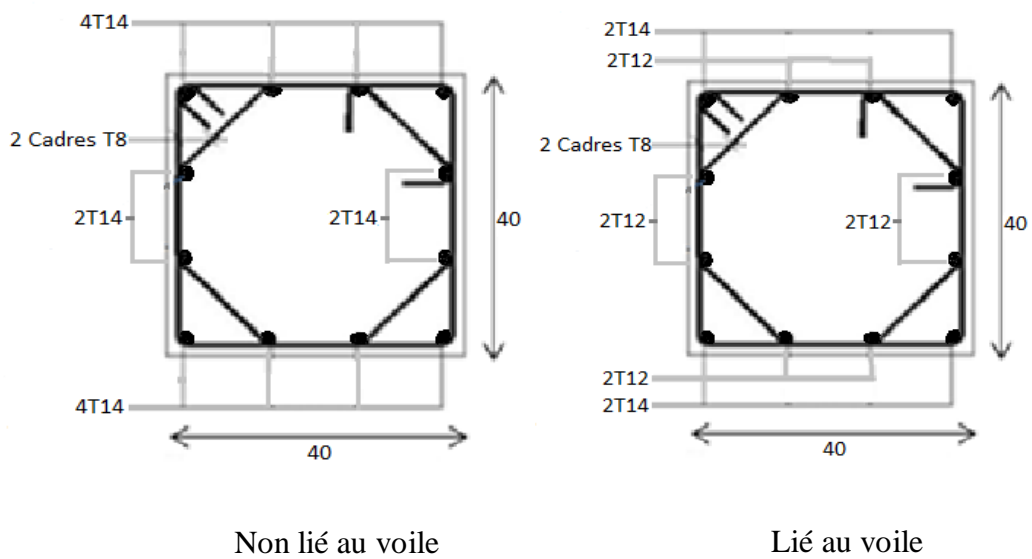
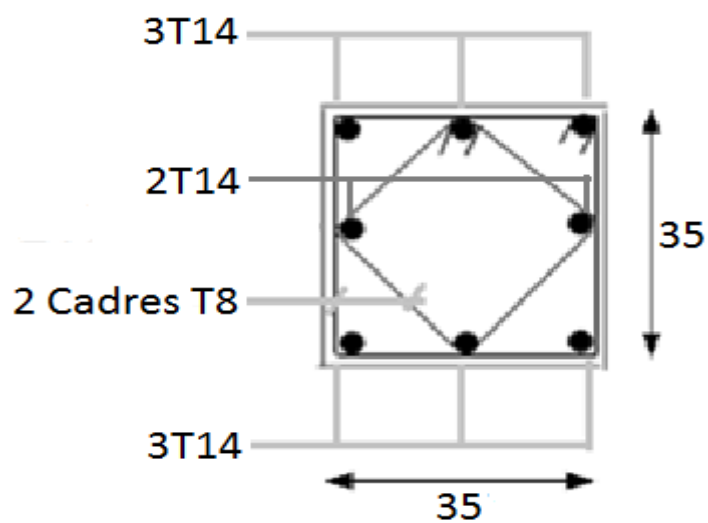


Figure V.4 : Ferrailage des poteaux de 5^{ème} étage.



Non lié au voile et Lié au voile

Figure V.5 : Ferraillage des poteaux de 6^{ème} étage

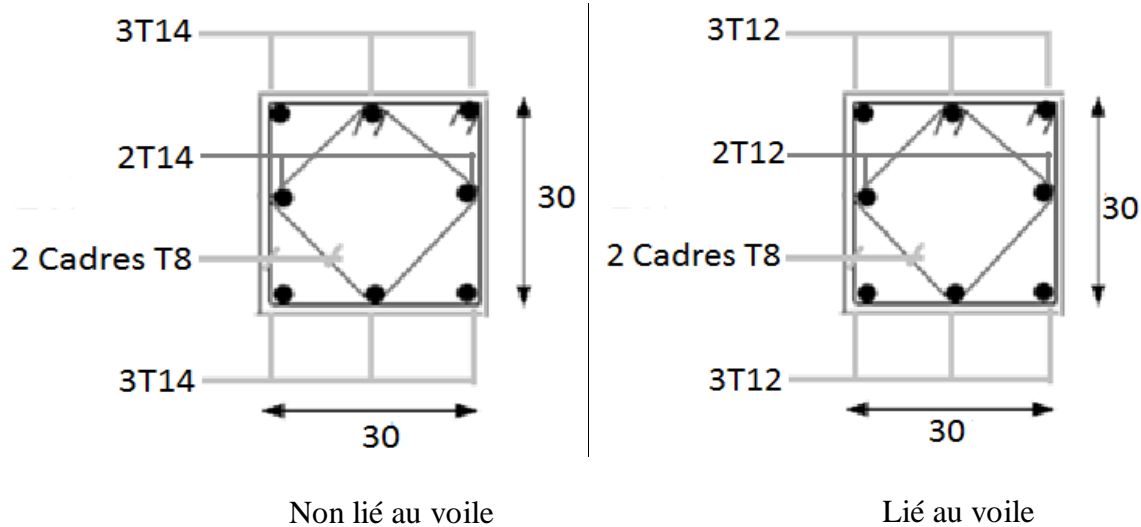


Figure V.6 : Ferraillage des poteaux de 7^{ème} et de 8^{ème} étage.

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres non porteuses qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **ETABS**, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.2.1 Combinaison d'action :

Nous distinguons les combinaisons suivantes:

a) Selon CBA 93 :

- ELU: Situation durable ... $1,35G+1,5Q$
- ELS: Situation durable ... $G+Q$

b) Selon RPA 99 :

- Situation accidentelle ... $G+Q\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable). Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Nous avons les dimensions des poutres suivantes :

Poutres porteuses (50×30) cm².

Poutres non porteuses (45×30) cm².

V.2.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par **RPA99 version 2003** en zone IIb.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques (poutres non porteuses) doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb.
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.2.3 Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse), avec une section de $(50 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Sens non porteur (poutre non porteuse), avec une section de $(45 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a) Poutre porteuse :

La combinaison la plus défavorable sur appuis : $G+Q+EY$

La combinaison la plus défavorable en travée : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.11 : ferrailage longitudinal des poutres porteuses.

Niv	fil	axe	M^{appuis}	Combinaison plus défavorable	$A_s^{\text{appui}} (\text{cm}^2)$	$A_s' (\text{cm}^2)$	$M^{\text{travée}}$	$A_s^{\text{travée}} (\text{cm}^2)$	$A_s' (\text{cm}^2)$	
RDC	A	1	39,29	G+Q+EY	2,43	0,00	23,99	1,47	0,00	
		2	57,77	G+Q+EY	3,61	0,00		21,68	1,33	0,00
		3	51,62	G+Q+EY	3,22	0,00	26,82	1,65	0,00	
		4	67,56	G+Q+EY	4,25	0,00	05,15	0,31	0,00	
		5	62,09	G+Q+EY	3,89	0,00	26,93	1,65	0,00	
		6	78,95	G+Q+EY	5,00	0,00	-	-	0,00	
		7	73,18	G+Q+EY	4,62	0,00	16,63	1,02	0,00	
		8	68,38	G+Q+EY	4,30	0,00				
	B	1	-	-	G+Q+EY	-	0,00	-	-	0,00
		2	73,31	-	G+Q+EY	4,63	0,00	38,06	2,35	0,00
		3	67,23	-	G+Q+EY	4,23	0,00	35,14	2,17	0,00
		4	82,51	-	G+Q+EY	5,24	0,00	6,99	0,42	0,00

		5	81,28	G+Q+EY	5,15	0,00	-	-	0,00
		6	75,98	G+Q+EY	4,80	0,00	45,56	2,83	0,00
		7	75,46	G+Q+EY	4,77	0,00	26,66	1,64	0,00
		8	70,16	G+Q+EY	4,42	0,00			
	C	1	71,12	G+Q+EY	4,48	0,00	28,76	1,77	0,00
		2	61,70	G+Q+EY	3,87	0,00			
		3	65,25	G+Q+EY	4,10	0,00	25,00	1,53	0,00
		4	96,30	G+Q+EY	6,17	0,00	28,53	1,75	0,00
		6	92,31	G+Q+EY	5,90	0,00	64,54	4,05	0,00
		7	69,23	G+Q+EY	4,36	0,00	37,96	2,35	0,00
		8	68,37	G+Q+EY	4,30	0,00	19,82	1,22	0,00
	D	1	78,94	G+Q+EY	5,00	0,00	20,03	1,23	0,00
		2	74,62	G+Q+EY	4,71	0,00	-		
		3	89,41	G+Q+EY	5,70	0,00	25,70	-	0,00
		4	116,6	G+Q+EY	7,56	0,00	105,2	1,58	0,00
		6	143,1	G+Q+EY	8,80	0,00	6	6,78	0,00
		7	89,69	G+Q+EY	5,74	0,00	-	-	0,00
		8	88,12	G+Q+EY	5,61	0,00	20,59	1,26	0,00
	E	4	156,3	G+Q+EY	10,42	0,00	199,6	13,76	0,00
		6	192,6	G+Q+EY	13,20	0,00	3	1,59	
		7	70,52	G+Q+EY	4,44	0,00	25,91	4,16	0,00
		8	80,00	G+Q+EY	5,07	0,00	66,19		
	F	4	57,20	G+Q+EY	3,58	0,00	3,41	0,21	0,00
		5	63,19	G+Q+EY	3,96	0,00	30,37	1,87	0,00
		6	75,53	G+Q+EY	4,77	0,00	36,02	2,22	0,00
		7	76,75	G+Q+EY	4,85	0,00	148,0	9,81	0,00
		8	105,1	G+Q+EY	6,76	0,00	2		
	G	5	97,26	G+Q+EY	6,23	0,00	-	-	0,00
6		-	G+Q+EY	-	0,00	-	-		
7		90,27	G+Q+EY	5,76	0,00	14,19	0,87	0,00	
8		50,25	G+Q+EY	3,13	0,00				
A	3	49,88	G+Q+EY	3,1	0,00	62,02	3,89	0,00	

1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}		4	91,01	G+Q+EY	5,81	0,00	-	-	0,00
		5	69,82	G+Q+EY	4,40	0,00	49,50	3,08	0,00
		6	159,6	G+Q+EY	10,67	0,00	-	-	0,00
		7	32,64	G+Q+EY	2,01	0,00			
	B	1	-	G+Q+EY	-	0,00	-	-	0,00
		2	93,23	G+Q+EY	5,96	0,00	46,52	3,53	0,00
		3	57,74	G+Q+EY	3,61	0,00	53,27	3,32	0,00
		4	96,91	G+Q+EY	6,21	0,00	6,29	0,38	0,00
		5	130,4	G+Q+EY	8,54	0,00	-	-	0,00
		6	107,5	G+Q+EY	6,93	0,00	69,36	4,37	0,00
		7	65,56	G+Q+EY	4,12	0,00	38,99	2,41	0,00
		8	100,3	G+Q+EY	6,44	0,00			
	C	1	102,1	G+Q+EY	6,56	0,00	35,57	2,20	0,00
		2	40,75	G+Q+EY	2,52	0,00	32,09	1,98	0,00
		3	63,04	G+Q+EY	3,95	0,00	28,56	1,75	0,00
		4	104,5	G+Q+EY	6,72	0,00	70,57	4,45	0,00
		6	82,20	G+Q+EY	5,22	0,00	50,80	3,16	0,00
		7	61,91	G+Q+EY	3,88	0,00	26,70	1,64	0,00
		8	89,38	G+Q+EY	5,70	0,00			
		D	1	82,43	G+Q+EY	5,23	0,00	29,02	1,78
	2		116,7	G+Q+EY	7,57	0,00	-	-	0,00
	3		167,7	G+Q+EY	11,28	0,00	21,14	1,29	0,00
	4		86,27	G+Q+EY	5,49	0,00	110,8	7,16	0,00
	6		123,7	G+Q+EY	8,06	0,00	5	-	0,00
	7		134,3	G+Q+EY	8,82	0,00	-	1,67	0,00
	8		117,2	G+Q+EY	7,60	0,00	27,12		
	E		4	105,9	G+Q+EY	6,82	0,00	132,0	8,66
		6	124,9	G+Q+EY	8,15	0,00	9	2,17	0,00
7		56,27	G+Q+EY	3,82	0,00	35,12	2,35	0,00	
8		53,73	G+Q+EY	3,35	0,00	37,95			
F	4	39,03	G+Q+EY	2,41	0,00	15,30	0,93	0,00	
	5	42,44	G+Q+EY	2,63	0,00	39,27	2,43	0,00	

		6	81,32	G+Q+EY	5,16	0,00	38,18	2,36		
		7	68,82	G+Q+EY	4,33	0,00				
	G	5	40,04	G+Q+EY	2,48	0,00	-	-	0,00	
		6	-	G+Q+EY	-	0,00			0,00	
		7	101,9	G+Q+EY	6,55	0,00				
	8 ^{eme}	A	3	23,58	G+Q+EY	1,45	0,00	67,47	4,24	0,00
			4	53,41	G+Q+EY	3,33	0,00	-	-	0,00
5			38,04	G+Q+EY	2,35	0,00	48,26	3,00	0,00	
6			134,1	G+Q+EY	8,8	0,00	-	-	0,00	
7			25,05	G+Q+EY	1,54	0,00	-	-	0,00	
B		1	-	G+Q+EY	-	0,00	-	-	0,00	
		2	76,04	G+Q+EY	4,81	0,00	42,69	2,65	0,00	
		3	39,35	G+Q+EY	2,43	0,00	59,60	3,73	0,00	
		4	76,29	G+Q+EY	4,82	0,00	-	-	0,00	
		5	107,3	G+Q+EY	6,92	0,00	-	-	0,00	
		6	101,2	G+Q+EY	6,50	0,00	77,11	4,88	0,00	
		7	52,32	G+Q+EY	3,26	0,00	38,06	2,35	0,00	
		8	58,46	G+Q+EY	3,66	0,00				
C		1	65,63	G+Q+EY	4,12	0,00	40,44	2,50	0,00	
		2	34,22	G+Q+EY	2,11	0,00	41,48	2,57	0,00	
		3	32,41	G+Q+EY	2,00	0,00	07,23	0,44	0,00	
		4	120,4	G+Q+EY	7,83	0,00	110,0	7,11	0,00	
		6	90,07	G+Q+EY	5,74	0,00	26,41	1,62	0,00	
		7	29,67	G+Q+EY	1,38	0,00	33,94	2,09	0,00	
		8	52,88	G+Q+EY	3,30	0,00				
		D	1	45,74	G+Q+EY	2,84	0,00	30,57	1,88	0,00
2			95,43	G+Q+EY	6,11	0,00	-	-	0,00	
3			130,1	G+Q+EY	8,52	0,00	3,61	0,22	0,00	
4			84,99	G+Q+EY	5,40	0,00	89,41	5,70	0,00	
6			140,2	G+Q+EY	9,25	0,00	-	-	0,00	
7			111,1	G+Q+EY	7,18	0,00	34,71	2,14	0,00	
8			68,35	G+Q+EY	4,30	0,00				

	E	4	65,44	G+Q+EY	4,11	0,00	113,0	7,32	0,00
		6	97,19	G+Q+EY	6,23	0,00	9	2,29	0,00
		7	45,48	G+Q+EY	2,82	0,00	36,99	0,76	0,00
		8	27,29	G+Q+EY	1,68	0,00	12,52		
	F	4	15,42	G+Q+EY	0,94	0,00	12,48	0,76	0,00
		5	32,01	G+Q+EY	1,97	0,00	42,25	2,62	0,00
		6	73,17	G+Q+EY	4,62	0,00	39,11	2,42	0,00
		7	59,55	G+Q+EY	3,73	0,00			
	G	5	20,11	G+Q+EY	1,23	0,00	-	-	0,00
		6	-	G+Q+EY	-	0,00	-	-	0,00
		7	71,52	G+Q+EY	4,51	0,00			

Tableau V.12 : Choix d'armatures des poutres porteuses.

Niv	fil	axe	A_s^{appui} (cm ²)	Le choix	A_s^{adopt} (cm ²)	$A_s^{travée}$ (cm ²)	Le choix	A_s^{adopte} (cm ²)
RDC	A	1	2,43	3T16	6,03			
		2	3,61	3T16	6,03	1,47	3T14	4,62
		3	3,22	3T16	6,03	1,33	3T14	4,62
		4	4,25	3T16	6,03	1,65	3T14	4,62
		5	3,89	3T16	6,03	0,31	3T14	4,62
		6	5,00	3T16	6,03	1,65	3T14	4,62
		7	4,62	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		8	4,30	3T16	6,03	1,02		
	B	1	-	3T16	6,03	-		
		2	4,63	3T16	6,03	2,35	3T14	4,62
		3	4,23	3T16	6,03	2,17	3T14	4,62
		4	5,24	3T16	6,03	0,42	3T14	4,62
		5	5,15	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		6	4,80	3T16	6,03	2,83	3T14	4,62
		7	4,77	3T16	6,03	1,64	3T14	4,62
		8	4,42	3T16	6,03			
	C	1	4,48	3T16	6,03	1,77	3T14	4,62

		2	3,87	3T16	6,03	1,53	3T14	4,62
		3	4,10	3T16	6,03	1,75	3T14	4,62
		4	6,17	3T16+2T12	8,29	4,05	3T14	4,62
		6	5,90	6T16	6,03	2,35	3T14	4,62
		7	4,36	3T16	6,03	1,22	3T14	4,62
		8	4,30	3T16	6,03			
	D	1	5,00	3T16	6,03	1,23	3T14	4,62
		2	4,71	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		3	5,70	3T16	6,03	1,58	3T14	4,62
		4	7,56	3T16+2T12	8,29	6,78	3T14+2T12	6,88
		6	8,80	3T16+3T12	9,42	-	3T14	4,62
		7	5,74	3T16	6,03	1,26	3T14	4,62
		8	5,61	3T16	6,03			
	E	4	10,42	3T16+3T14	10,65	13,76	3T16+3T20	15,46
		6	13,20	3T16+3T20	15,46	1,59	3T16	6,03
		7	4,44	3T16	6,03	4,16	3T16	6,03
		8	5,07	3T16	6,03			
	F	4	3,58	3T16	6,03	0,21	3T16	6,03
		5	3,96	3T16	6,03	1,87	3T16	6,03
		6	4,77	3T16	6,03	2,22	3T16	6,03
		7	4,85	3T16	6,03	9,81	5T16	10,06
		8	6,76	4T16	8,05			
	G	5	6,23	4T16	8,05	-	3T14	4,62
		6	-	3T16	6,03	-	3T14	4,62
7		5,76	3T16	6,03	0,87	3T14	4,62	
8		3,13	3T16	6,03				
A	3	3,1	3T16	6,03	3,89	3T14	4,62	
	4	5,81	3T16	6,03	-	3T14	4,62	
	5	4,40	3T16	6,03	3,08	3T14	4,62	
	6	10,67	4T16+2T14	11,13	-	3T14	4,62	
	7	2,01	3T16	6,03				
B	1	-	3T16	6,03	-	3T14	4,62	

1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}	C	2	5,96	3T16	6,03	3,53	6T14	4,62
		3	3,61	3T16	6,03	3,32	3T14	4,62
		4	6,21	3T16+1T12	7,26	0,38	3T14	4,62
		5	8,54	3T16+2T14	9,11	-	3T14	4,62
		6	6,93	4T16	8,05	4,37	3T14	4,62
		7	4,12	3T16	6,03	2,41	3T14	4,62
		8	6,44	3T16+1T12	7,26			
		1	6,56	3T14+2T12	6,88	2,20	3T14	4,62
	2	2,52	3T14	4,62	1,98	3T14	4,62	
	3	3,95	3T14	4,62	1,75	3T14	4,62	
	4	6,72	3T14+2T12	6,88	4,45	3T14	4,62	
	6	5,22	4T14	6,16	3,16	3T14	4,62	
	7	3,88	3T14	4,62	1,64	3T14	4,62	
	8	5,70	4T14	6,16				
	D	1	5,23	3T16	6,03	1,78	3T14	4,62
		2	7,57	4T16	8,05	-	3T14	4,62
		3	11,28	6T16	12,07	1,29	3T14	4,62
		4	5,49	3T16	6,03	7,16	5T14	7,70
		6	8,06	3T16+2T12	8,29	-	3T14	4,62
		7	8,82	3T16+2T14	9,11	1,67	3T14	4,62
		8	7,60	4T14	8,05			
E		4	6,82	3T16+1T12	7,16	8,66	5T14+1T12	8,83
	6	8,15	3T16+2T12	8,29	2,17	3T14	4,62	
	7	3,82	3T16	6,03	2,35	3T14	4,62	
	8	3,35	3T16	6,03				
F	4	2,41	3T16	6,03	0,93	3T14	4,62	
	5	2,63	3T16	6,03	2,43	3T14	4,62	
	6	5,16	3T16	6,03	2,36	3T14	4,62	
	7	4,33	3T16	6,03				
G	5	2,48	5T14	4,62	-	3T14	4,62	
	6	-	3T14	4,62	-	3T14	4,62	
	7	6,55	3T14+2T12	6,88				

8 ^{eme}	A	3	1,45	3T16	6,03	4,24	3T14	4,62
		4	3,33	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		5	2,35	3T16	6,03	3,00	3T14	4,62
		6	8,8	3T16+2T14	9,11	-	3T14	4,62
		7	1,54	3T16	6,03	-	3T14	4,62
	B	1	-	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		2	4,81	3T16	6,03	2,65	3T14	4,62
		3	2,43	3T16	6,03	3,73	3T14	4,62
		4	4,82	3T16	6,03	-	3T14	4,62
		5	6,92	3T16+1T12	7,16	-	3T14	4,62
		6	6,50	3T16+1T12	7,16	4,88	3T14+1T12	5,75
		7	3,26	3T16	6,03	2,35	3T14	4,62
		8	3,66	3T16	6,03			
	C	1	4,12	3T16	6,03	2,50	3T14	6,03
		2	2,11	3T16	6,03	2,57	3T14	6,03
		3	2,00	3T16	6,03	0,44	3T14	6,03
		4	7,83	4T16	8,05	7,11	5T14	7,70
		6	5,74	3T16	6,03	1,62	3T14	6,03
		7	1,38	3T16	6,03	2,09	3T14	6,03
		8	3,30	3T16	6,03			
		D	1	2,84	3T16	6,03	1,88	3T14
	2		6,11	3T16+1T12	7,16	-	3T14	4,62
	3		8,52	3T16+2T14	9,11	0,22	3T14	4,62
	4		5,40	3T16	6,03	5,70	4T14	6,16
	6		9,25	3T16+3T12	9,42	-	3T14	4,62
	7		7,18	3T16+1T14	7,57	2,14	3T14	4,62
	8		4,30	3T16	6,03			
	E		4	4,11	3T14	4,62	7,32	5T14
		6	6,23	3T14+2T12	6,88	2,29	3T14	4,62
		7	2,82	3T14	4,62	0,76	3T14	4,62
		8	1,68	3T14	4,62			
	F	4	0,94	3T14	4,62	0,76	3T14	4,62

	5	1,97	3T14	4,62	2,62	3T14	4,62	
	6	4,62	3T14+1T12	5,73		2,42	3T14	4,62
	7	3,73	3T14	4,62				
G	5	1,23	3T14	4,62	-	3T14	4,62	
	6	-	3T14	4,62	-	3T14	4,62	
	7	4,51	3T14	4,62				

b) Poutre non porteuse :

La combinaison la plus défavorable sur appuis : G+Q+EX

La combinaison la plus défavorable en travée : 1,35G+1,5Q

Tableau V.13 : Ferraillage longitudinal des poutres non porteuses.

Niv	axe	fil	M ^{appuis}	Combinaison plus défavorable	A _s ^{appui} (cm ²)	A _s ' (cm ²)	M ^{travée}	A _s ^{travée} (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC	1	A	35,34	G+Q+EX	2,45	0,00	11,84	0,81	0,00
		B	84,17	G+Q+EX	6,06	0,00		-	-
		C	-	G+Q+EX	-	0,00	-	-	0,00
		D	82,27	G+Q+EX	5,91	0,00	-	-	0,00
	2	A	33,21	G+Q+EX	2,30	0,00	6,06	0,41	0,00
		B	33,04	G+Q+EX	2,29	0,00	4,49	0,30	0,00
		C	30,61	G+Q+EX	2,11	0,00	4,18	0,28	0,00
		D	37,95	G+Q+EX	2,64	0,00			
	3	A	48,11	G+Q+EX	3,37	0,00	19,72	1,35	0,00
		B	41,08	G+Q+EX	2,86	0,00		3,24	0,22
		C	34,04	G+Q+EX	2,36	0,00	4,52	0,31	0,00
		D	39,66	G+Q+EX	2,76	0,00			
	4	A	-	G+Q+EX	-	0,00	5,15	-	0,00
		B	36,60	G+Q+EX	2,54	0,00		-	-
		C	71,69	G+Q+EX	5,11	0,00	8,18	0,56	0,00
		D	55,73	G+Q+EX	3,92	0,00		-	-
		E	48,48	G+Q+EX	6,08	0,00	14,16	0,97	0,00
		F	49,27	G+Q+EX	3,45	0,00			
	5	A	47,80	G+Q+EX	3,34	0,00	19,74	1,35	0,00

		B	46,91	G+Q+EX	3,28	0,00	11,81	0,31	0,00
		F	38,55	G+Q+EX	2,68	0,00			
		G	42,50	G+Q+EX	2,96	0,00			
	6	A	36,58	G+Q+EX	2,45	0,00	5,31	0,36	0,00
		B	41,59	G+Q+EX	2,90	0,00			
		C	36,13	G+Q+EX	2,51	0,00			
		D	55,52	G+Q+EX	3,91	0,00			
		E	41,19	G+Q+EX	2,87	0,00			
		F	38,42	G+Q+EX	2,67	0,00			
		G	-	G+Q+EX	-	0,00			
	7	A	43,27	G+Q+EX	3,02	0,00	6,01	0,41	0,00
		B	23,72	G+Q+EX	2,26	0,00			
		C	36,42	G+Q+EX	2,53	0,00			
		D	14,66	G+Q+EX	2,91	0,00			
		E	39,03	G+Q+EX	2,71	0,00			
		F	34,00	G+Q+EX	2,35	0,00			
		G	-	G+Q+EX	-	0,00			
	8	A	47,99	G+Q+EX	3,36	0,00	11,62	0,79	0,00
		B	46,83	G+Q+EX	3,27	0,00			
		C	87,66	G+Q+EX	6,33	0,00			
		D	-	G+Q+EX	-	0,00			
E		56,61	G+Q+EX	3,99	0,00				
F		36,34	G+Q+EX	2,52	0,00				
G		30,72	G+Q+EX	2,12	0,00				
1	B	-	G+Q+EX	-	0,00	-	-	0,00	
	C	-	G+Q+EX	-	0,00				
	D	-	G+Q+EX	-	0,00				
2	B	64,41	G+Q+EX	4,56	0,00	23,57	1,62	0,00	
	C	55,74	G+Q+EX	3,92	0,00				
	D	65,37	G+Q+EX	4,63	0,00				
3	A	73,87	G+Q+EX	5,27	0,00	31,29	2,16	0,00	
	B	57,03	G+Q+EX	4,02	0,00				

1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}		C	56,47	G+Q+EX	3,98	0,00	8,42	0,57	0,00
		D	69,31	G+Q+EX	4,93	0,00			
	4	A	-	G+Q+EX	-	0,00	38,18	2,65	0,00
		B	80,13	G+Q+EX	5,75	0,00			
		C	80,91	G+Q+EX	5,81	0,00			
		D	-	G+Q+EX	-	0,00			
		E	73,91	G+Q+EX	5,28	0,00			
		F	84,28	G+Q+EX	6,07	0,00			
	5	A	74,44	G+Q+EX	5,32	0,00	39,77	2,77	0,00
		B	78,70	G+Q+EX	5,64	0,00			
		F	49,79	G+Q+EX	3,49	0,00			
		G	62,92	G+Q+EX	4,45	0,00			
	6	A	59,06	G+Q+EX	4,17	0,00	2,49	0,17	0,00
		B	83,07	G+Q+EX	5,97	0,00			
		C	75,54	G+Q+EX	5,43	0,00			
		D	106,5	G+Q+EX	7,81	0,00			
		E	92,95	G+Q+EX	6,74	0,00			
		F	89,94	G+Q+EX	6,35	0,00			
		G	-	G+Q+EX	-	0,00			
	7	A	94,05	G+Q+EX	6,82	0,00	24,06	1,65	0,00
		B	58,65	G+Q+EX	4,14	0,00			
		C	65,07	G+Q+EX	4,61	0,00			
		D	74,13	G+Q+EX	5,29	0,00			
		E	69,70	G+Q+EX	4,96	0,00			
		F	63,68	G+Q+EX	4,51	0,00			
		G	-	G+Q+EX	-	0,00			
	8	B	-	G+Q+EX	-	0,00	-	-	0,00
		C	186,9	G+Q+EX	-	0,00			
D		-	G+Q+EX	-	0,00				
E		104,7	G+Q+EX	7,62	0,00				

Tableau V.14 : choix d'armatures des poutres non porteuses.

Niv	axe	fil	A_s^{appui} (cm ²)	Le choix	A_s^{adopt} (cm ²)	$A_s^{\text{travée}}$ (cm ²)	Le choix	A_s^{adopte} (cm ²)
RDC	1	A	2,45	3T14	4,62	0,81	3T12	3,39
		B	6,06	3T14+2T12	6,88	-	3T12	3,39
		C	-	3T14	4,62	-	3T11	3,39
		D	5,91	4T14	6,16			
	2	A	2,30	3T12	3,39	0,41	3T12	3,39
		B	2,29	3T12	3,39	0,30	3T12	3,39
		C	2,11	3T12	3,39	0,28	3T12	3,39
		D	2,64	3T12	3,39			
	3	A	3,37	2T14+1T12	4,21	1,35	3T12	3,39
		B	2,86	2T14+1T12	4,21	0,22	3T12	3,39
		C	2,36	2T14+1T12	4,21	0,31	3T12	3,39
		D	2,76	2T14+1T12	4,21			
	4	A	-	3T14	4,62	-	3T12	3,39
		B	2,54	3T14	4,62	0,35	3T12	3,39
		C	5,11	3T14+1T12	5,75	-	3T12	3,39
		D	3,92	3T14	4,62	0,56	3T12	3,39
		E	6,08	4T14	6,16	0,97	3T12	3,39
		F	3,45	3T14	4,62			
	5	A	3,34	2T14+1T12	4,21	1,35	3T12	3,39
		B	3,28	2T14+1T12	4,21			
		F	2,68	2T14+1T12	4,21	0,31	3T12	3,39
		G	2,96	2T14+1T12	4,21			
	6	A	2,45	2T14+1T12	4,21			
		B	2,90	2T14+1T12	4,21	0,36	3T12	3,39
C		2,51	2T14+1T12	4,21	0,33	3T12	3,39	
D		3,91	2T14+1T12	4,21	0,78	3T12	3,39	
E		2,87	2T14+1T12	4,21	1,01	3T12	3,39	
F		2,67	2T14+1T12	4,21	0,28	3T12	3,39	

		G	-	2T14+1T12	4,21	-	3T12	3,39
	7	A	3,02	2T12+1T14	3,60	0,41 0,27 0,22 0,27 0,32 -	3T12	3,39
		B	2,26	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
		C	2,53	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
		D	2,91	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
		E	2,71	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
		F	2,35	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
		G	-	2T12+1T14	3,60		3T12	3,39
	8	A	3,36	3T14	4,62	0,79 - - - 0,58 0,46	3T12	3,39
		B	3,27	3T14	4,62		3T12	3,39
		C	6,33	3T14+2T12	6,88		3T12	3,39
		D	-	3T14	4,62		3T12	3,39
		E	3,99	3T14	4,62		3T12	3,39
		F	2,52	3T14	4,62		3T12	3,39
		G	2,12	3T14	4,62		3T12	3,39
1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme}	1	B	-	3T12	3,39	-	3T12	3,39
		C	-	3T12	3,39	-	3T12	3,39
		D	-	3T12	3,39	-	3T12	3,39
	2	B	4,56	3T14	4,62	1,62 1,54	3T12	3,39
		C	3,92	3T14	4,62		3T12	3,39
		D	4,63	3T14	4,62		3T12	3,39
	3	A	5,27	3T14+2T12	6,88	2,16 0,45 0,57	3T12	3,39
		B	4,02	3T14	4,62		3T12	3,39
		C	3,98	3T14	4,62		3T12	3,39
		D	4,93	3T14+1T12	5,75		3T12	3,39
	4	A	-	3T14	4,62	- 2,65 - 1,24 1,54	3T12	3,39
		B	5,75	3T14+2T12	6,88		3T12	3,39
		C	5,81	3T14+2T12	6,88		3T12	3,39
		D	-	3T14	4,62		3T12	3,39
		E	5,28	3T14+1T12	5,75		3T12	3,39
		F	6,07	4T14	6,16		3T12	3,39

	5	A	5,32	4T14	6,16	2,77	3T12	3,39	
		B	5,64	4T14	6,16		3T12	3,39	
		F	3,49	3T14	4,62	1,02	3T12	3,39	
		G	4,45	3T14	4,62		3T12	3,39	
	6	A	4,17	3T14	4,62	0,17	3T14	4,62	
		B	5,97	4T14	6,16		3T14	4,62	
		C	5,43	4T14	6,16		2,81	3T14	4,62
		D	7,81	3T14+3T12	8,01		2,59	3T14	4,62
		E	6,74	3T14+2T12	6,88		4,45	3T14	4,62
		F	6,35	3T14+2T12	6,88		3,00	3T14	4,62
		G	-	3T14	4,62		-		
	7	A	6,82	3T14+2T12	6,88	1,65	3T12	3,39	
		B	4,14	4T14	4,62				
		C	4,61	3T14+1T12	5,75				0,48
		D	5,29	3T14+1T12	5,75				0,25
		E	4,96	3T14+1T12	5,75				1,33
		F	4,51	3T14	4,62				1,25
		G	-	3T14	4,62				-
	8	B	-	3T14	4,62	-	3T12	3,39	
		C	-	3T14	7,70	-	3T12	3,39	
		D	-	3T14	4,62	-	3T12	3,39	
E		7,62	3T14+3T12	8,01					

Tableau V.15 : Récapitulation de ferrailage des poutres.

Sens	Section (cm ²)	En travée	Sur appui
Porteuse	50×30	3T16+3T20	3T16+3T20
Non Porteuse	45×30	3T14	3T14+3T12

V.2.4 Vérification vis-à-vis de L'ELS :

Pour le calcul des contraintes maximales (vérification), on adoptera la démarche présentée dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Etapes de la vérification des contraintes en flexion simple à l'ELS.

Données	$M_{ser}, A_s, h, b, d, f_e, f_{c28}$
inconnues	$y, I, \sigma_{bc}, \sigma_{st}$
résolution	<p>Y est la solution de :</p> $\frac{1}{2}by^2 - nA_s(d - y) = 0$ $I = \frac{1}{3}by^3 + nA_s(d - y)^2$
vérification	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$
	<ul style="list-style-type: none"> • Béton $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
	<ul style="list-style-type: none"> • Acier - Fissuration peu nuisible Pas de vérification. - Fissuration préjudiciable : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \tau_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e, \max (0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$ <p>✓ Fissuration très préjudiciable :</p> $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 0,8 \tau_s$ <p>avec :</p> <p>$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.</p> <p>Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$.</p>

Pour la vérification non adoptant seulement le moment maximum dans les deux sens pour tous les niveaux sous la combinaison G+Q, les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Vérification des poutres à l'ELS.

Sens	Section (Cm ²)	Position	M _{ser} ^{max} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Porteuse	50×30	Travée	85,29	7,49	143,64	vérifiée
		Appui	91,23	9,73	119,44	
Non Porteuse	45×30	Travée	29,04	4,63	177,80	vérifiée
		Appui	34,55	4,70	123,97	

V.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

avec : T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Pour la vérification non adoptant seulement l'effort tranchant maximum dans les deux sens pour tous les niveaux sous la combinaison G+Q, les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Sens	Section (Cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ' _u (MPa)	Observation
Porteuse	50×30	290,42	2,15	2,5	vérifiée
Non Porteuse	45×30	198,22	1,63	2,5	vérifiée

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisis pour les armatures transversales sot de type haute adhérence de nuance FeE40 ($f_e = 400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{bael} (cm ²)	A _t ^{rpa} (cm ²)	Choix	A _t ^{adop} (cm ²)
			S _t (cm)	S _t ZN	S _t ZC	S _t ZN	S _t ZC				
Porteur	290,13	2,15	40,00	12,50	25,00	10	20	2,85	1,61	4T10	3,14
Non Porteur	198,22	1,63	36,45	11,25	22,50	8	15	1,41	1,35	4T8	2,01

V.2.7 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone IIb)

L_r : Longueur de recouvrement.

On à :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.8 Arrêt des barres :

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

avec : $L = \max(L_{gauche} ; L_{droite})$

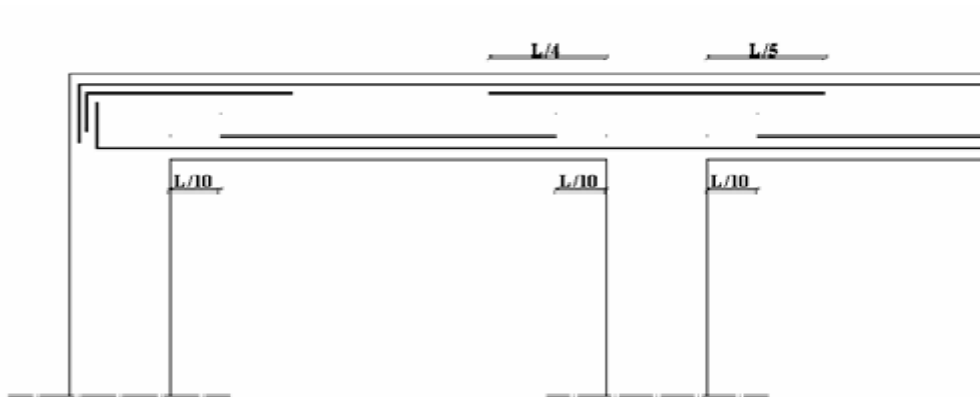


Figure V.7 : Arrêt des barres.

V.2.9 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.09cm$ ($L = 5,90m > 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.02cm$ ($L = 5,20m > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre " y_1 " :**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

• **Calcul des moments d’inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.20 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

	M _{ser} KN.m	A _s Cm ²	Y ₁ Cm	δ	σ _s MPa	λ _i	λ _v	μ	I ₀ cm ⁴	I _{fi} cm ⁴	I _{fv} cm ⁴
Poutre porteuse	61,65	7,70	26,4	0,006	177,92	3,5	1,4	0,42	275652,1	122760,1	173584,5
Poutre non porteuse	25,60	3,39	23,6	0,003	186,45	7,0	2,8	0,15	213075,9	114333,4	150053,4

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{MPa}$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):**

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 4,74 \text{mm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 5,43mm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):**

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,26mm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 4,53mm$$

Tableau V.21 : Vérification de la flèche.

Poutre	Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Observation
porteuse	30×50	5,43	4,74	0,69	10,90	Vérifiée
Non porteuse	30×45	4,53	4,26	0,27	10,20	Vérifiée

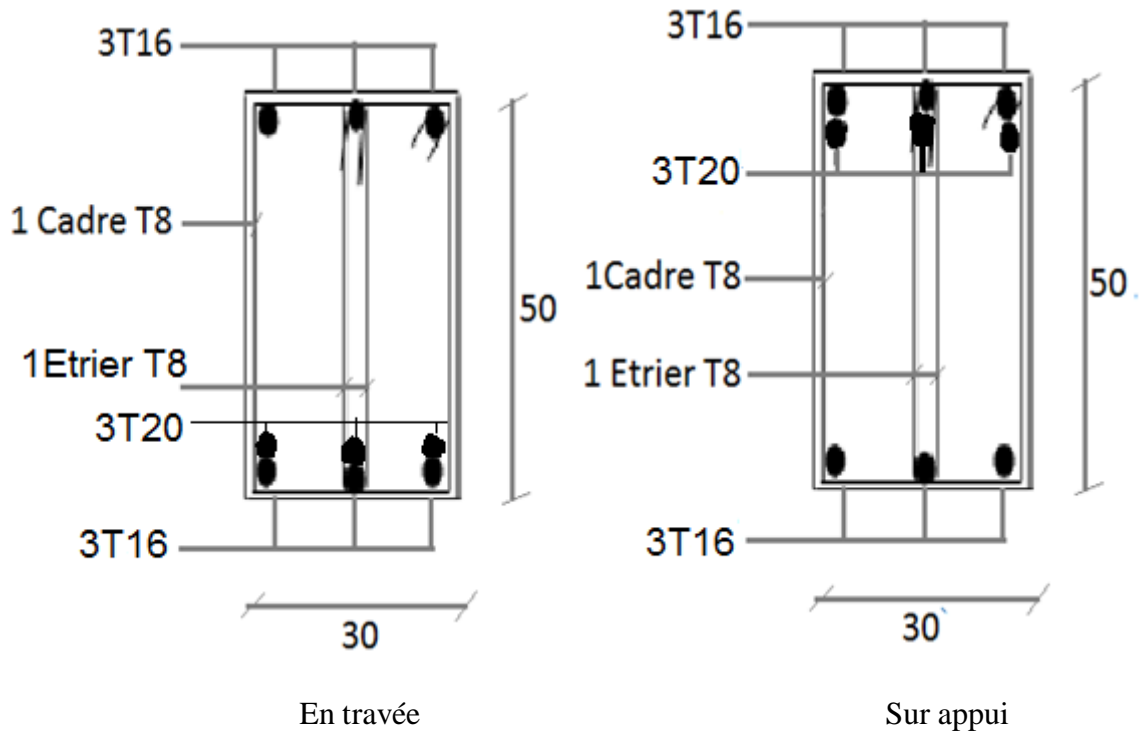


Figure V.8 : ferrailage des poutres porteuses.

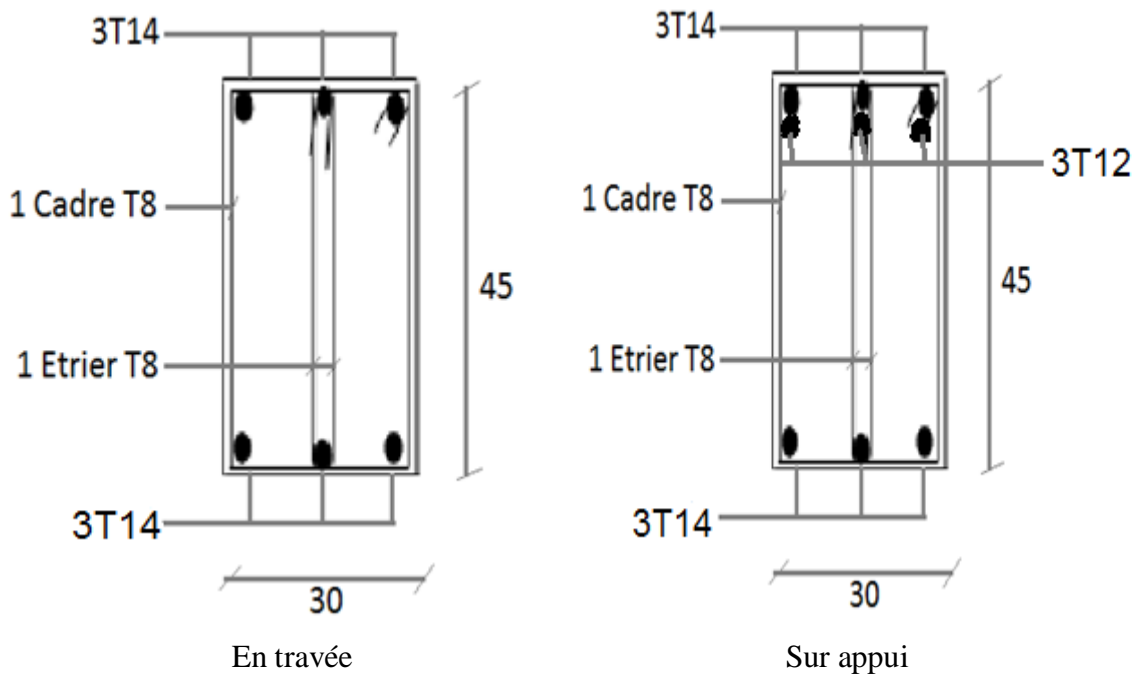


Figure V.9 : ferrailage des poutres non porteuses.

V.3 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou de séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée, leurs ferrailages est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

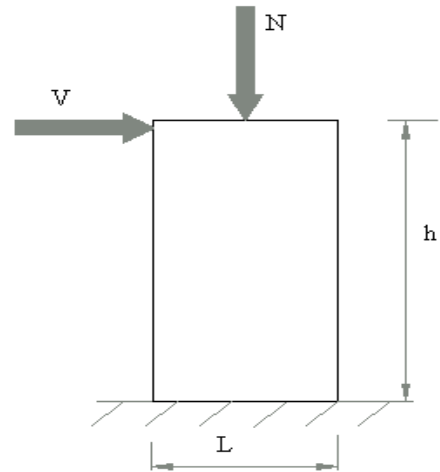


Figure V.10 : Sollicitation des voiles.

V.3.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

a) Selon CBA 93 :

- ELU: Situation durable $1,35G+1,5Q$

b) Selon RPA 99 :

- Situation accidentelle $G+Q\pm E$
..... $0,8G\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

V.3.2. Recommandations des règles RPA 99 concernant les voiles :

a) Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être supérieure ou égal à 15 cm.

b) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V} \cdot X}{f_e \cdot L} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 V$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

a- Armatures principales :

On calcule les contraintes max et min par la formule de Navier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{M}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage on a 3 cas :

- **1^{ere} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armées par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A=0,002al$)
- **2^{eme} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé). La section des armatures verticales égale à F_t/f_e

avec :

$$f_t = \sigma^{\max} \times e \times L$$

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

- **3^{eme} cas** : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée. La section des armatures verticales égale à F_t/f_e

avec :

$$f_t = \frac{\sigma \cdot e \cdot X}{2}$$

e : épaisseur du voile.

X : largeur de la zone tendue du voile.

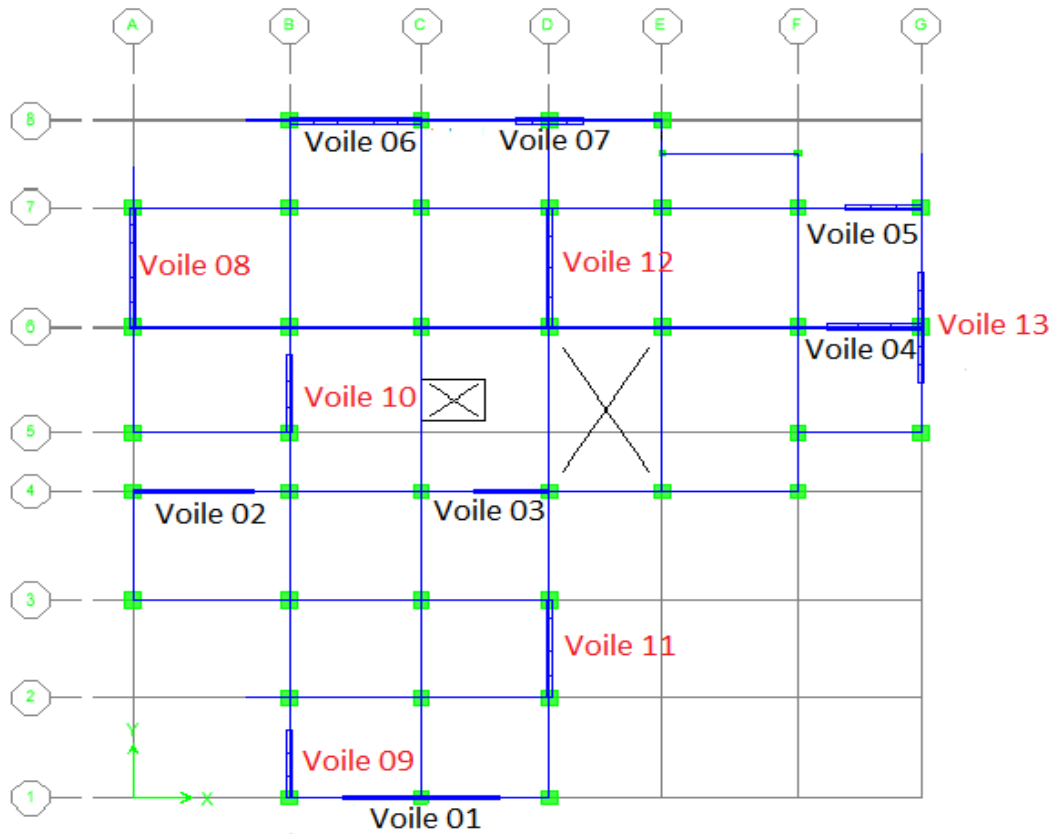


Figure V.11 : Vue en plan.

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivant :

Remarque : Les paramètres A, V, V' et I sont donnés par logiciel « SOCOTEC » et les efforts N, M et T sont donnés par logiciel « ETABS »

Tableau V .22 : Calcul des armatures principales du voile.

Niv	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)	X (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Obs	A_s (Cm ²)	A_v (Cm ²)	A_s^{tot} (Cm ²)
Voile 01(L = 2,60 m, e = 0,15m)										
RDC	2539,77	4809,54	-596,55	1,08	9,25	-5,68	SPC	18,65	08,74	27,39
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	1551,64	3763,45	-538,57	1,13	7,53	-5,11	SPC	16,00	8,39	24,39
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	856,85	2516,24	-442,84	1,15	5,34	-3,79	SPC	11,54	7,07	18,62

5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	473,96	1870,17	-330,54	1,21	4,10	-3,20	SPC	9,27	5,58	14,86
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	285,95	1390,05	-213,86	1,21	3,42	-2,75	SPC	7,73	3,67	11,40
Voile 02(L = 4,00 m, e = 0,15m)										
RDC	3695,56	7958,22	-809,34	1,84	10,5	-7,94	SPC	36,31	13,39	49,70
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	3028,92	6582,88	-789,45	1,82	9,25	-6,94	SPC	31,60	13,18	44,78
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	2013,14	4599,88	-681,75	1,82	6,81	-5,15	SPC	23,23	11,30	34,54
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	893,17	4184,57	-492,06	1,95	6,13	-5,33	SPC	22,46	8,81	31,27
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	697,27	3515,48	-373,73	1,93	5,63	-4,91	SPC	20,41	6,71	27,18
Voile 03(L = 2,50 m, e = 0,15m)										
RDC	1306,87	4229,81	598,14	1,19	7,59	-5,68	SPC	16,95	9,87	26,83
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	1056,85	3934,26	440,27	1,20	7,54	-5,12	SPC	17,00	7,40	24,41
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	780,75	2892,53	384,48	1,16	5,25	-3,87	SPC	11,38	6,28	17,67
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	447,58	2298,38	276,43	1,19	4,30	-3,42	SPC	9,65	4,71	14,36
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	312,28	1594,77	290,66	1,16	3,36	-2,63	SPC	7,33	4,91	12,24
Voile 04(L = 3,10 m, e = 0,15m)										
RDC	2748,39	4809,54	680,25	1,43	10,9	-8,009	SPC	29,49	11,11	40,60
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	1538,99	3763,45	540,37	1,49	9,09	-7,32	SPC	25,48	9,28	34,77
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	1081,50	2516,24	446,96	1,51	8,31	-6,95	SPC	23,59	7,83	31,43
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	757,92	1870,17	312,41	1,51	7,07	-6,04	SPC	20,16	5,53	25,69
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	504,30	1390,05	285,49	1,49	5,44	-4,62	SPC	15,23	5,05	20,28
Voile 05(L = 2,50 m, e = 0,15m)										
RDC	1509,60	4599,59	464,76	1,18	8,32	-6,14	SPC	18,38	7,59	25,98
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	1087,35	3878,01	385,59	1,19	7,47	-5,74	SPC	16,73	6,44	23,18
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	814,12	2787,89	294,87	1,14	5,11	-3,68	SPC	10,93	4,74	15,68
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	501,46	2296,19	238,70	1,18	4,35	-3,37	SPC	9,60	4,00	13,61
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	323,43	1790,06	170,04	1,18	3,74	-2,98	SPC	8,25	2,90	11,16
Voile 06(L = 4,40 m, e = 0,15m)										
RDC	15496,8	10462,2	-1371,3	1,48	12,4	-5,32	SPC	34,52	15,87	50,39

Voile 07(L = 1,10 m, e = 0,15m)										
RDC	707,44	2984,24	-219,55	0,51	8,80	-5,44	SPC	8,36	3,22	11,59
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	420,16	2163,9	-185,28	0,54	6,80	-4,64	SPC	6,98	2,89	9,88
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	218,26	1794,15	-117,88	0,58	6,02	-4,72	SPC	6,57	1,99	8,56
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	169,57	1323,17	-96,30	0,56	5,06	-3,90	SPC	5,37	1,61	6,98
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	102,91	853,58	-88,86	0,54	4,16	-3,19	SPC	4,23	1,48	5,72
Voile 08(L = 4,30 m, e = 0,15m)										
RDC	10316,2	9137,2	1522,2	1,67	10,2	-5,40	SPC	32,16	20,23	52,40
Voile 09(L = 2,40 m, e = 0,15m)										
RDC	1537,51	3532,54	-395,81	1,06	6,86	-4,50	SPC	13,65	6,04	19,69
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	1076,20	2951,83	-370,98	1,08	6,06	-4,23	SPC	12,39	5,87	18,26
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	708,28	1985,20	-358,87	1,07	4,42	-3,08	SPC	8,94	5,87	14,61
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	536,55	1768,78	-276,25	1,09	4,16	-3,04	SPC	8,58	4,49	13,07
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	408,13	929,06	-248,81	0,97	2,69	-1,65	SPC	4,90	3,64	8,54
Voile 10(L = 2,80 m, e = 0,15m)										
RDC	2886,18	7966,33	-555,95	1,30	13,5	-9,93	SPC	32,95	9,08	42,03
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	2052,26	5572,04	-512,01	1,28	10,2	-7,43	SPC	24,59	8,31	32,90
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	1162,19	3987,33	-490,7	1,32	7,63	-5,91	SPC	18,88	8,24	27,13
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	782,16	2950,42	-412,71	1,32	6,00	-4,73	SPC	14,87	7,00	21,87
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	543,09	1387,05	-315,9	1,19	3,37	-2,31	SPC	7,58	4,94	12,53
Voile 11(L = 3,50 m, e = 0,15m)										
RDC	6698,96	5997,16	-984,64	1,28	7,83	-3,63	SPC	18,83	12,01	30,84
Voile 12(L = 4,30m, e = 0,15m)										
RDC	11301,2	11953,8	1096,1	1,76	12,9	-7,50	SPC	43,41	15,63	59,04
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	8106,73	9101,48	1011,4	1,80	10,6	-6,38	SPC	35,89	14,61	50,50
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	4412,61	7303,92	825,67	1,96	8,84	-6,26	SPC	32,65	13,18	45,83
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	2103,91	5279,21	674,99	2,07	6,52	-5,14	SPC	25,34	11,46	36,81
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	1068,82	3170,59	457,25	2,05	4,49	-3,63	SPC	17,33	7,87	25,21

Voile 13(L = 2,00 m, e = 0,15m)										
RDC	704,57	2981,15	-365,1	0,94	6,19	-4,43	SPC	11,02	5,86	16,88
1 ^{ere} ; 2 ^{eme}	459,65	2385,95	-336,4	1,00	5,17	-4,14	SPC	9,71	5,76	15,47
3 ^{eme} ; 4 ^{eme}	341,77	1860,34	-319,4	0,99	4,34	-3,53	SPC	8,17	5,48	13,66
5 ^{eme} ; 6 ^{eme}	215,31	1538,53	-269,2	1,00	3,88	-3,27	SPC	7,32	4,74	12,07
8 ^{eme} ; 7 ^{eme}	233,71	982,73	-209,8	0,91	3,08	-2,26	SPC	5,27	3,41	8,68

Tableau V.23 : Choix des armatures principales du voile.

Etage	A _s ^{calc} (Cm ²)	A _s ^{min} (Cm ²)	Le choix		Espacement (cm)	
			zones d'about	zones courante	zones d'about	zones courante
Voile 01 (ES zones d'about = 30cm)						
RDC	27,39	3,22	2×(4T12)	2×(7T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	24,39	3,39	2×(4T12)	2×(7T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	18,62	3,45	2×(4T12)	2×(7T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	14,86	3,61	2×(4T12)	2×(7T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	11,40	3,61	2×(4T10)	2×(7T10)	10	20
Voile 02 (ES zones d'about = 40cm)						
RDC	49,70	5,51	2×(5T12)	2×(13T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	44,78	5,46	2×(5T12)	2×(13T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	34,54	5,46	2×(5T12)	2×(13T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	29,49	5,86	2×(5T12)	2×(13T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	22,89	5,80	2×(5T10)	2×(13T10)	10	20
Voile 03 (ES zones d'about = 30cm)						
RDC	26,83	3,57	2×(4T12)	2×(6T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	24,41	3,60	2×(4T12)	2×(6T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	17,67	3,47	2×(4T12)	2×(6T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	14,36	3,59	2×(4T12)	2×(6T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	12,24	3,49	2×(5T10)	2×(6T10)	10	20
Voile 04 (ES zones d'about = 30 cm)						
RDC	40,60	4,29	2×(4T14)	2×(9T14)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	34,77	4,48	2×(4T14)	2×(9T12)	10	20

3 ^{eme} ,4 ^{eme}	31,43	4,54	2×(4T12)	2×(9T12)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	25,69	4,55	2×(4T12)	2×(9T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	20,28	4,47	2×(4T10)	2×(9T10)	10	20
Voile 05 (ES zones d'about = 30 cm)						
RDC	25,98	3,53	2×(4T12)	2×(6T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	23,18	3,58	2×(4T12)	2×(6T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	15,68	3,41	2×(4T12)	12×(6T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	13,61	3,53	2×(4T12)	2×(6T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	11,16	3,52	2×(4T10)	2×(6T10)	10	20
Voile 06 (ES zones d'about = 40 cm)						
RDC	50,39	4,46	2×(5T14)	2×(14T12)	10	20
Voile 07 (ES zones d'about = 10 cm)						
RDC	11,59	1,52	2×(2T12)	2×(2T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	9,88	1,64	2×(2T12)	2×(2T10)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	8,56	1,74	2×(2T12)	2×(2T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	6,98	1,69	2×(2T10)	2×(2T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	5,72	1,62	2×(2T10)	2×(2T10)	10	20
Voile 08 (ES zones d'about = 40 cm)						
RDC	52,40	5,02	2×(5T14)	2×(13T12)	10	20
Voile 09 (ES zones d'about = 20 cm)						
RDC	19,69	3,18	2×(3T12)	2×(7T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	18,26	3,26	2×(3T12)	2×(7T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	14,61	3,23	2×(3T12)	2×(7T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	13,07	3,29	2×(3T12)	2×(7T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	8,54	2,90	2×(3T10)	2×(7T10)	10	20
Voile 10 (ES zones d'about = 30 cm)						
RDC	42,03	3,915	2×(4T14)	2×(8T14)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	32,90	3,85	2×(4T14)	2×(8T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	27,13	3,96	2×(4T12)	2×(8T12)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	21,87	3,96	2×(4T12)	2×(8T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	12,53	3,59	2×(4T10)	2×(8T10)	10	20
Voile 11 (ES zones d'about = 30 cm)						

RDC	30,84	3,85	2×(4T12)	2×(10T12)	10	20
Voile 12 (ES zones d'about = 40 cm)						
RDC	59,04	5,39	2×(5T14)	2×(13T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	50,50	5,40	2×(5T12)	2×(13T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	45,83	5,90	2×(5T12)	2×(13T12)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	36,81	6,22	2×(5T12)	2×(13T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	25,21	6,17	2×(5T10)	2×(13T10)	10	20
Voile 13 (ES zones d'about = 20 cm)						
RDC	16,88	2,84	2×(4T12)	2×(5T12)	10	20
1 ^{ere} ,2 ^{eme}	15,47	3,00	2×(4T12)	2×(5T12)	10	20
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	13,66	2,97	2×(4T12)	2×(5T10)	10	20
5 ^{eme} ,6 ^{eme}	12,07	3,02	2×(4T12)	2×(5T10)	10	20
7 ^{eme} ,8 ^{eme}	8,68	2,73	2×(4T10)	2×(5T10)	10	20

b- Armatures de répartition :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_e}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{Vu}{b_o.d}$$

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$

D' autre part le **RPA99 version2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\tau_b < 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa} \rightarrow A = 0,0015b.s \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,5 \text{ MPa} \rightarrow A = 0,0025b.s \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{avec : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o.d}$$

Les résultats de calcul de ferrailage horizontal sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Armatures de répartition du voile.

Niveau	τ_u MPa	τ_b MPa	A_t^{calc} Cm ²	A_t^{rpa} Cm ²	choix	A_s^{adopt} Cm ²
Voile 01	1,56	2,19	1,49	1,58	5T8	2,51
Voile 02	1,40	1,96	1,34	2,40	5T10	3,93

Voile 03	1,59	2,23	1,53	1,56	5T8	2,51
Voile 04	1,49	2,09	1,43	1,89	5T8	2,51
Voile 05	1,24	1,73	1,19	1,56	5T8	2,51
Voile 06	2,05	2,87	1,97	2,78	5T10	3,93
Voile 07	1,23	1,71	1,17	0,75	5T8	2,51
Voile 08	2,32	3,25	2,23	2,73	5T10	3,93
Voile 09	1,09	1,53	1,05	1,50	5T8	2,51
Voile 10	1,34	1,87	1,28	1,72	5T8	2,51
Voile 11	1,80	2,52	1,73	2,28	5T8	2,51
Voile 12	1,67	2,34	1,60	2,73	5T10	3,93
Voile 13	1,19	1,66	1,14	1,28	5T8	2,51

V.3.4 Vérifications :

- **Vérification de la contrainte limite du béton :**

La vérification se fait de la manière suivante : il faut que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau suivantes :

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte limite du béton.

Niveau	σ_b (MPa)	σ'_b (MPa)	Observation
Voile 01	7,47	15	vérifiée
Voile 02	9,84	15	vérifiée
Voile 03	6,65	15	vérifiée
Voile 04	9,54	15	vérifiée
Voile 05	7,23	15	vérifiée
Voile 06	8,84	15	vérifiée
Voile 07	7,12	15	vérifiée
Voile 08	7,82	15	vérifiée
Voile 09	5,69	15	vérifiée
Voile 10	11,69	15	vérifiée
Voile 11	5,22	15	vérifiée
Voile 12	10,23	15	vérifiée
Voile 13	5,31	15	vérifiée

- **Vérification du voile à l'effort tranchant :**

La vérification se fait de la manière suivante : il faut que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28}$$

avec :

b_o : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$.

h : hauteur totale (largeur) de la section brute.

Tableaux V.26 : Vérification du voile à l'effort tranchant.

Niveau	τ_b MPa	τ MPa	observation
Voile 01	2,19	5	vérifiée
Voile 02	1,96	5	vérifiée
Voile 03	2,23	5	vérifiée
Voile 04	2,09	5	vérifiée
Voile 05	1,73	5	vérifiée
Voile 06	2,87	5	vérifiée
Voile 07	1,71	5	vérifiée
Voile 08	3,25	5	vérifiée
Voile 09	1,53	5	vérifiée
Voile 10	1,87	5	vérifiée
Voile 11	2,52	5	vérifiée
Voile 12	2,34	5	vérifiée
Voile 13	1,66	5	vérifiée

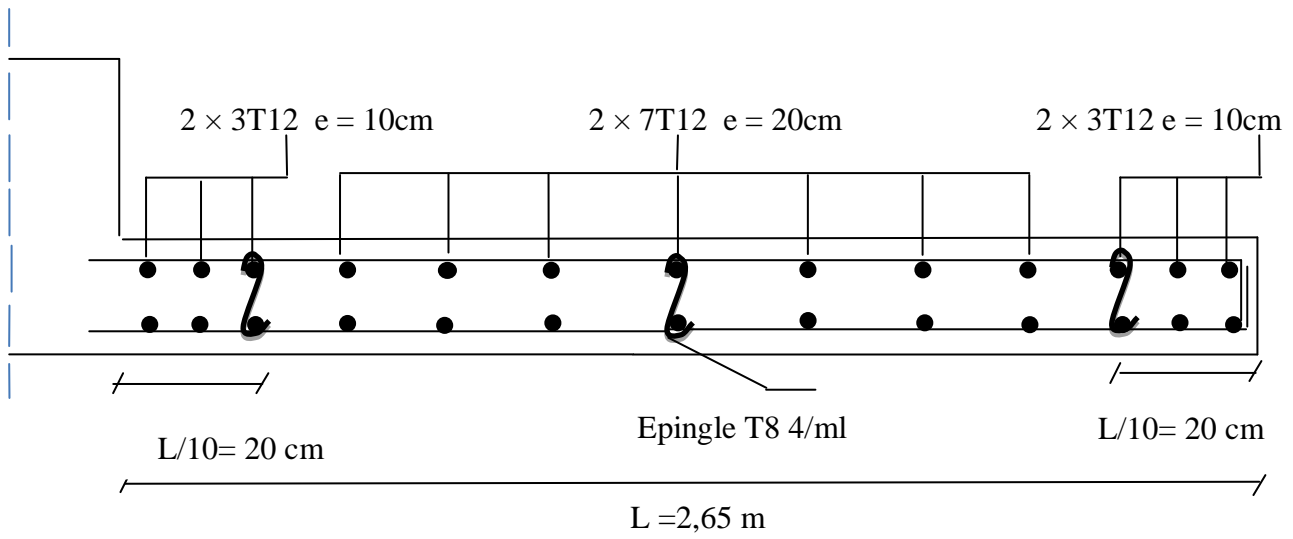


Figure V.12 : Exemple de ferrailage du voile (voile 9 ; RDC, 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage).

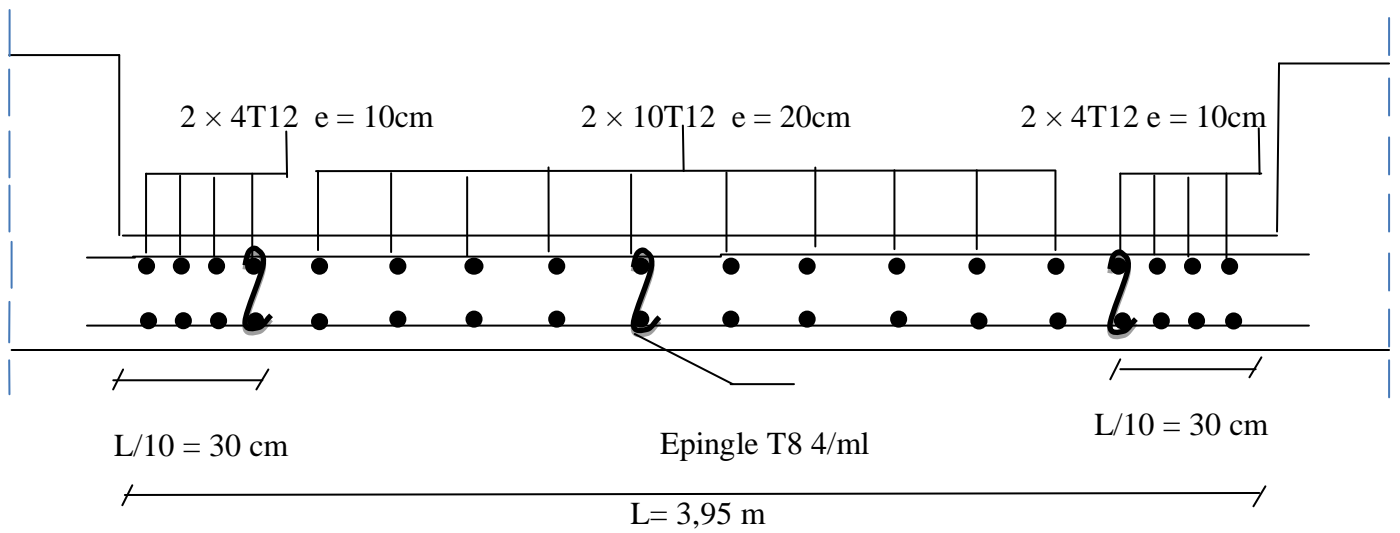


Figure V.13 : Exemple de ferrailage du voile (voile 11, RDC).

V.4 Calcul des linteaux :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.4.1 Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme. Les sollicitations dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

avec :

T_E : effort tranchant dû au séisme.

T_P : effort tranchant dû au charge (G +Q).

M_E : moment fléchissant dû au séisme.

M_P : moment fléchissant dû au charge (G +Q).

Selon les prescriptions de **RPA1999**, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suit :

V.4.2 Ferrailage :

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à ; $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$

avec : $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **ETABS**).

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.4.2.1 Premier Cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_e).

a) Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

avec : $Z = h - 2d'$

Où :

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b) Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

❖ **Premier sous cas** : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On à :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

avec :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales,

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales,

$Z = h - 2 d'$

\bar{V} : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$),

l : Représente la portée du linteau.

❖ **Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts** ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$,

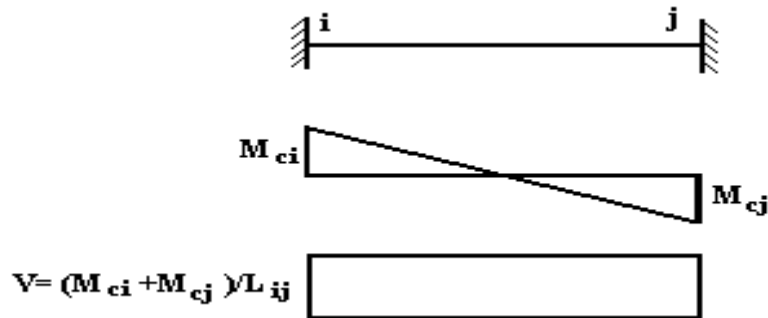
$$V_2 = 2 V_u^{cal},$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}.$$

avec :

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d’about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



V.4.2.2 Deuxième Cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

avec : $tg \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ (voir figure)

et $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) ($\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$)

V.4.3 Ferrailage Minimal :

b : épaisseur du linteau,

h : hauteur totale du linteau,

S : espacement des armatures transversales.

a) Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015b \times h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

b) Armatures Transversales A_t :

$$\bullet \text{ si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b \times S$$

$$\bullet \text{ si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b \times S$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c) Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002bh \quad (\text{en deux nappes})$$

d) Armatures Diagonales A_D :

$$\bullet \text{ si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$$

$$\bullet \text{ si } \tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b \times h$$

V.4.a Linteau de type 01 (voile 06) :

Soit le linteau suivant : e = 0,15 m, h = 1,56 m, d = 0,9h = 1,40 m, L = 1,3 m

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ETABS** : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 1,79 \text{ MPa}$

Les calculs :

$$\tau_b = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

$$\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas 2}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A'_l \geq 0,0015 \times 0,15 \times 1,56 \times 10^4 = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 4\text{T12} \quad (4,53 \text{ cm}^2)$$

$$A_c \geq 0,002 \times 0,15 \times 1,5 \times 10^4 = 4,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 6T12$ (6,79 cm²) (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \times S = 0,0025 \times 0,15 \times 0,39 \times 10^4 = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \text{car: } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 39 \text{ cm}$$

Soit : $A_t = 5T8$ (2,51 cm²)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{or : } S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1,56 - 2 \times 1,4}{1,3} = 0,95 \Rightarrow \alpha = 43,65^\circ$$

$$A_D = \frac{376,91 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(43,65)} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_D = 2 \times 4T12$ (9,06 cm²)

$$A_D \geq 0,0015 b \times h = 3,51 \text{ cm}^2$$

- **Longueur d'ancrage :** $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{156}{4} + 50(1,2) = 99 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$$

V.4.b Linteau de type 02 (voile 08) :

Soit le linteau suivant : $e = 0,15 \text{ m}$, $h = 1,56 \text{ m}$, $d = 0,9h = 1,40 \text{ m}$, $L = 1,3 \text{ m}$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ETABS** : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 1,60 \text{ MPa}$

Les calculs :

$$\tau_b = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

$$\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \quad \Rightarrow \text{On est dans le cas 2}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_1 = A'_1 \geq 0,0015 \times 0,15 \times 1,56 \times 10^4 = 3,51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_1 = A'_1 = 4T12$ (4,53 cm²)

$$A_c \geq 0,002 \times 0,15 \times 1,5 \times 10^4 = 4,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 6T12$ (6,79 cm²) (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025b \times S = 0,0025 \times 0,15 \times 0,39 \times 10^4 = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \text{car: } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 39 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } A_t = 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{or : } S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1,56 - 2 \times 1,4}{1,3} = 0,95 \Rightarrow \alpha = 43,65^\circ$$

$$A_D = \frac{336,47 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(43,65)} = 6,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_D = 2 \times 4T12$$
 (9,06 cm²)

$$A_D \geq 0,0015b \times h = 3,51 \text{ cm}^2$$

- **Longueur d'ancrage :** $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{156}{4} + 50(1,2) = 99 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$$

V.4.c Linteau de type 03 (voile 11) :

Soit le linteau suivant : $e = 0,15 \text{ m}$, $h = 1,56 \text{ m}$, $d = 0,9h = 1,40 \text{ m}$, $L = 1,3 \text{ m}$

On lit à partir du fichier résultats du logiciel **ETABS** : $S_{12} = \tau_u^{\text{cal}} = 1,12 \text{ MPa}$

Les calculs :

$$\tau_b = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

$$\tau'_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \quad \Rightarrow \text{On est dans le cas 2}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_1 = A'_1 \geq 0,0015 \times 0,15 \times 1,56 \times 10^4 = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_1 = A'_1 = 4T12$$
 (4,53 cm²)

$$A_c \geq 0,002 \times 0,15 \times 1,5 \times 10^4 = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 6T12$$
 (6,79 cm²) (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b \times S = 0,0025 \times 0,15 \times 0,39 \times 10^4 = 1,46 \text{ cm}^2 \quad \text{car : } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 39 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } A_t = 5T8 \text{ (2,51 cm}^2\text{)}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{or : } S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1,56 - 2 \times 1,4}{1,3} = 0,95 \Rightarrow \alpha = 43,65^\circ$$

$$A_D = \frac{236,23 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin(43,65)} = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_D = 2 \times 4T12 = 9,06 \text{ cm}^2$$

$$A_D \geq 0,0015 b \times h = 3,51 \text{ cm}^2$$

- **Longueur d'ancrage :** $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{156}{4} + 50(1,2) = 99 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$$

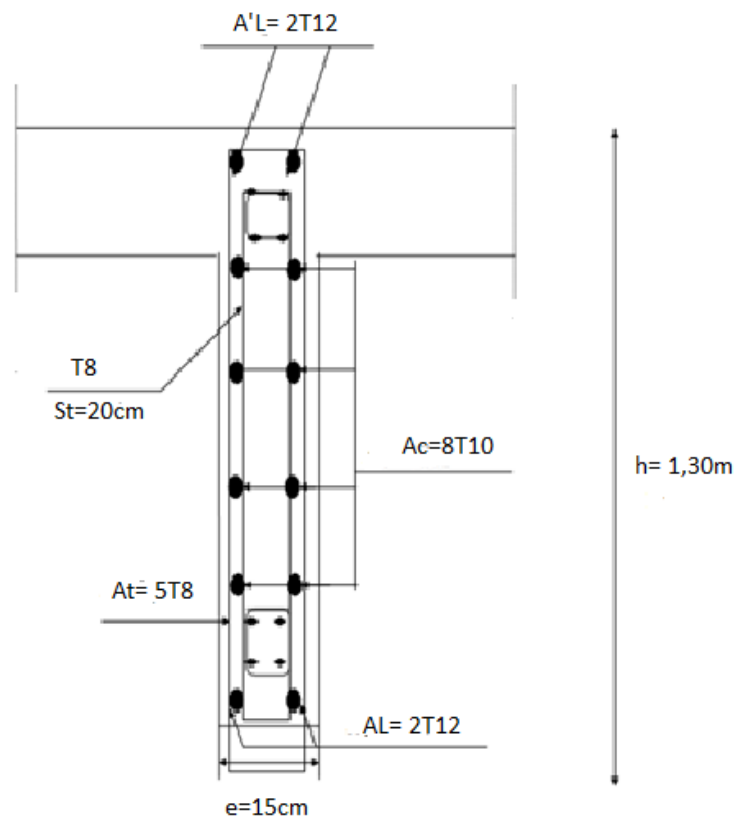


Figure V.14 : Ferrailage du Linteau.

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

Introduction :

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles. Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges c'est à dire la descente de charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

VI.1 Facteurs de choix du type des fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles. Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

1. La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement.
2. La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
3. Le site urbain, campagne, montagne, bore de mer.
4. La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
5. Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
6. Le cout des fondations : facteur importante.

VI.2 Choix du type des fondations :**VI.2.1 Les semelles isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans

le même rapport que a et b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

On prendre : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

On doit vérifier la condition suivante :

$$S = A^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

avec :

N : effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{sol} = 1,5$ bar).

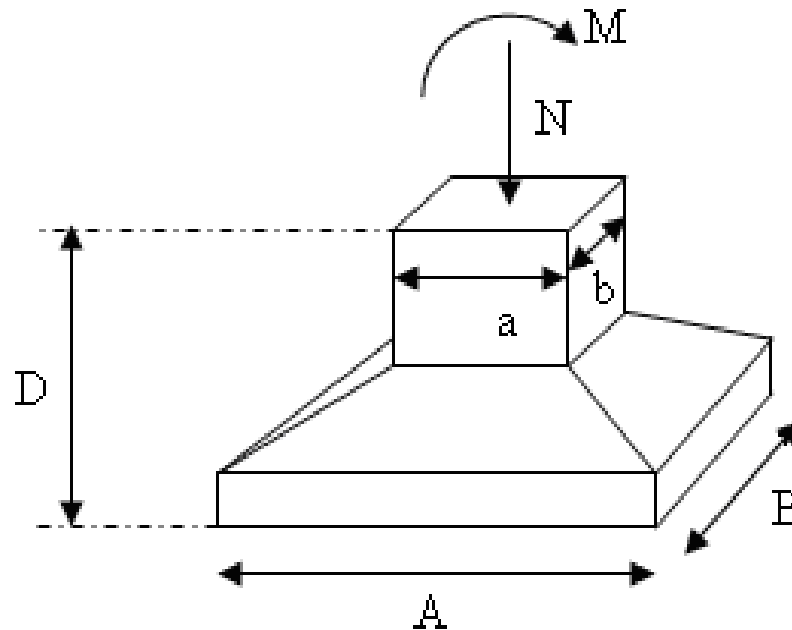


Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée.

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité:

On prend le poteau de section (C03).

avec :

$$N_{ser}^{max} = 1727,57 \text{ KN.}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1727,57}{1,5}} = 3,40 \text{ m}$$

On prend : $A = 3,50 \text{ m}$.

Conclusion:

D'après le résultat ($A = 3,5 \text{ m} > L_{min} = 2,10 \text{ m}$) on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2 Les semelles continues (filantes) :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

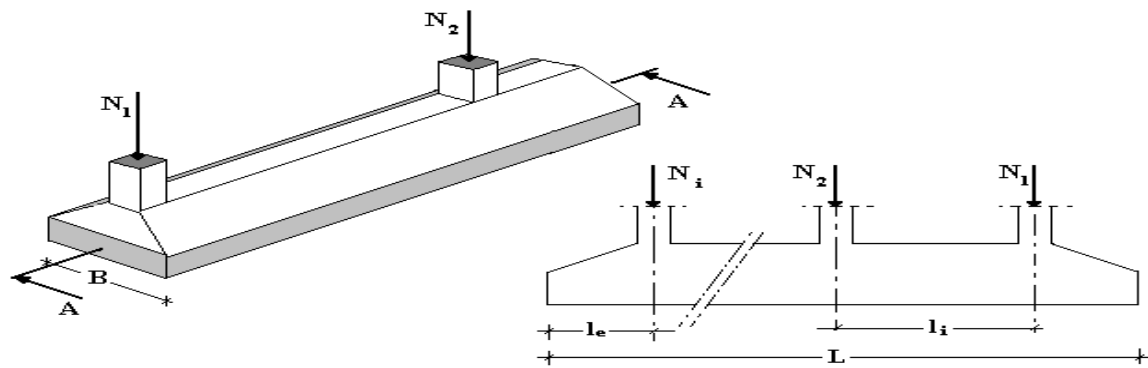


Figure VI.2 : La forme de la semelle filante Coupe A-A.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

avec :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

	N(KN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
A	6435,38	14,40	2,97	3,00
B	6098,43	14,40	2,82	3,00
C	10849,4	14,40	5,02	5,10
D	12258,72	22,65	3,60	3,70
E	5322,83	5,75	6,17	6,20
F	13045,36	26,75	3,25	3,30
G	12147,48	26,75	3,02	3,10
H	8620,82	26,75	2,14	2,20
1	9519,03	24,85	2,55	2,50
2	13742,25	24,85	3,68	3,80
3	11417,31	24,85	3,06	3,10
4	12696,44	24,85	3,40	3,50
5	8617,26	13,85	4,14	4,20
6	7095,62	13,85	3,41	3,50
7	6637,39	11,75	3,76	3,80

Conclusion:

D'après ces résultats ($B_c = 5,10\text{m} > L = 3,90\text{m}$), on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

VI.2.3 Le radier :

Le radier est une fondation superficielle sous forme d'une dalle de grande dimension. Ce type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance tel que :

$$0,5\text{bar} \leq \sigma_{\text{sol}} \leq 1\text{bar}$$

Ou lorsque la somme des surface des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage afin de faciliter les travaux de fondations :

$$\sum_{i=1}^n B_i L_i > \frac{1}{2} S_{\text{bât}}$$

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification (vérification du Risque d'encombrement) tel que : la surface des semelles ne doit pas être inférieure à 1/2 de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b \leq 1/2$).

La surface des semelles est donné par :

$$S_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

avec :

N : l'effort normal dû aux charges verticales à l'ELS ($N = 55803,00 \text{ KN}$).

σ_{sol} : la contrainte admissible du sol égal 1,5 bar.

S_s : Surface totale des semelles.

S_b : Surface total de la base du bâtiment ($512,60 \text{ m}^2$).

$$S_s = \frac{55803}{150} = 372,02 \text{ m}^2$$

$$S_s = \frac{372,02}{512,6} S_b = 0,72 \rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 72 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface totale du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.3 Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans le deuxième cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

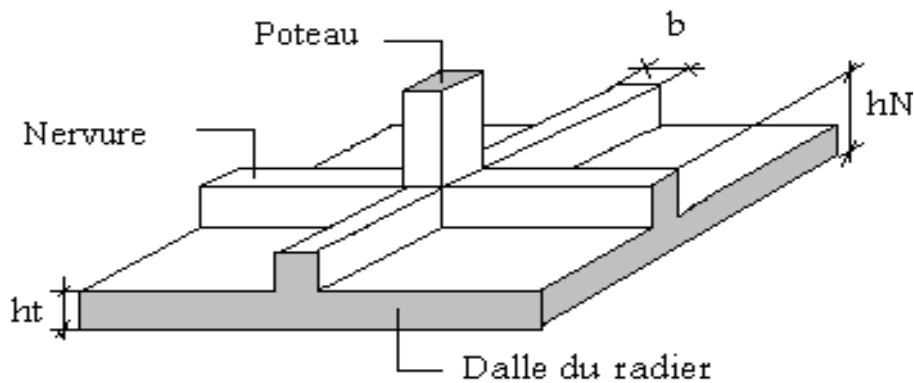


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

a) Condition forfaitaire :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,90\text{m} \rightarrow h_1 \geq 29,5 \text{ m} \rightarrow h_1 = 30 \text{ cm}$$

b) Condition de cisaillement :

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u(1ml)}{S_{rad}}$$

d : la hauteur utile.

q : La charge répartie sur la dalle.

- **Détermination de la surface du radier :**

On doit avoir que :

$$\sigma = \frac{P}{S_r} \leq \sigma_{sol}$$

avec :

S_r : surface du radie.

P : le poids total à l'ELS.

Poids de la superstructure : $P_{sup} = 67372,95 \text{ KN}$

Poids de la l'infrastructure: $P_{inf} = 7317,88 \text{ KN}$

Poids total : $P = 74690,83 \text{ KN}$

$$S_r \geq \frac{P}{\sigma_{sol}} = \frac{74690,83}{150} = 497,94 \text{ m}^2$$

On voit bien que la surface du radier nécessaire est inférieure à celle du bâtiment, mais pour les raisons de coffrage, on ajoute un débord de 1m au contour du bâtiment d'une surface égale à $105,7\text{m}^2$.

$$q = \frac{P}{S} = \frac{74690,83}{603,64} = 123,73 \text{ KN/m}^2$$

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{123,73 \times 5,9}{2} = 365,02\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{365020}{100 \times 0,9 \times h} \leq 250 \Rightarrow h_r \geq 16,22\text{cm} \Rightarrow h_r = 20 \text{ cm}$$

Le choix final de l'épaisseur du radier est de 30cm.

VI.3.2 Pré-dimensionnement des nervures :**a) Condition forfaitaire :**

Les dimensions de la poutre doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ et } b = \frac{h}{2}$$

avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,90 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 59 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 60,0 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = 30 \text{ cm}$$

b) Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (en prend $E=32164200 \text{ KN/m}^2$).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K= 0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K= 4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K= 12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura :

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 87,34\text{cm} \Rightarrow h_2 = 90\text{cm} \Rightarrow b_2 = 45\text{cm}$$

Le choix final de l'épaisseur des nervures est de $(90 \times 45) \text{ cm}^2$.

VI.3.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Position du centre de gravité : $x_G = 11,18 \text{ m}$, $y_G = 14,24 \text{ m}$.

Moments d'inertie : $I_{xx} = 128347,50 \text{ m}^4$, $I_{yy} = 90894,70 \text{ m}^4$

VI.3.4 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = M_0 + V_0 h$$

avec :

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

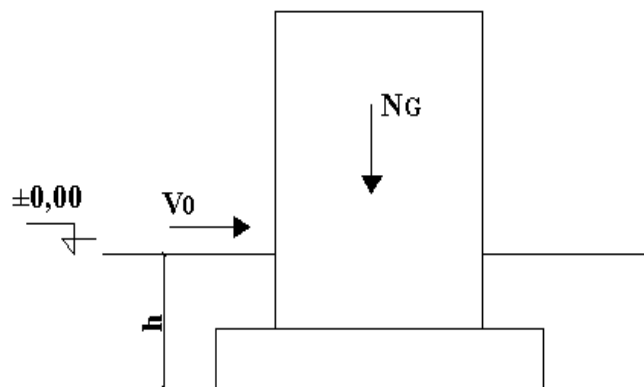


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$M_0 = 98526,02 \text{ KN.m}$; $V_0 = 4752,15 \text{ KN}$; $h = 3,0 \text{ m}$

Donc : $M_R = 112782,47 \text{ KN.m}$

$N = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$

avec :

N_{sup} : charge de la superstructure à l'ELS.

N_{inf} : Poids propre de l'infrastructure.

On à : $N_{\text{sup}} = 55803,00 \text{ KN}$

$N_{\text{inf}} = 7317,88 \text{ KN}$

Donc : $N = 63120,88 \text{ KN}$

$M_s = N \times X_G = 705691,44 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 6,26 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition. Vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

$M_0 = 99092,36 \text{ KN.m}$; $V_0 = 4643,84 \text{ KN}$; $h = 3,0 \text{ m}$

Donc : $M_R = 112951,88 \text{ KN.m}$

$M_s = N \times Y_G = 898841,33 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7,95 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition. Vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.5 Calcul des contraintes :

Les contraintes du sol sont données par:

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55803}{603,64} = 92,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 92,44 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition. Vérifiée}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2).

avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

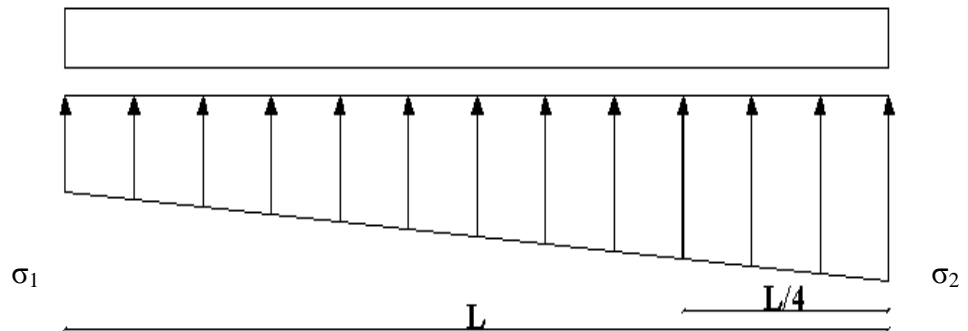


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$N_u = 76379,02 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement : XX : M = 112782,47 KN.m.

$$YY : M = 112943,88 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de calcul des contraintes à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	136,35	116,71	131,44
Sens y-y	144,22	108,84	135,37
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

- **Etat limite service (ELS) :**

$$N_{ser} = 55803,00 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement XX : M= 20713,80KN.m.

$$YY : M= 17534,67 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	94,25	90,63	93,34
Sens y-y	95,19	89,70	93,81
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

❖ Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 135,37 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Etat limite service (ELS) :**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 93,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.3.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.3.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :**a) Détermination des efforts :**

- ❖ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre

de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive:**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_x$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- ❖ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- ❖ **Valeur de la pression sous radier:**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 135,37kN/m$$

- **Etat limite service (ELS) :**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 93,81kN/m$$

Dans notre cas, le rapport des dimensions des panneaux est supérieur à 0,4,

$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats de calcul des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul des moments.

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
l'ELU	4,50	5,90	0,76	0,056	0,59	135,37	153,51	90,57	115,13	67,93	76,76
l'ELS	4,50	5,90	0,76	0,063	0,71	93,81	119,68	84,97	89,76	63,73	59,84

b) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis, la dalle est calculée comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $\sigma_{bc}=14.17MPa$; $f_e=400MPa$; $\sigma_s=348MPa$; $b=100cm$; $h=30cm$
 $d=0,9h=27cm$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux suivant:

Tableau VI.5 : Ferrailage du radier à l'ELU.

	Sens	M _u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} C.N.F (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	115,13	0,11	0,14	25,40	13,02	3	7T16	14,08	14,30
	y-y	67,93	0,066	0,085	25,08	7,48	3	7T12	7,92	14,30
Appui	x-x	76,76	0,074	0,096	26,95	8,50	3	6T14	9,24	17
	y-y									

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	89,76	14,08	8,77	92672,91	8,49	15	185,23	201.6	vérifiée
	y-y	63,73	7,92	6,91	58946,6	7,47	15	162,45	201.6	vérifiée
Appuis	x-x	59,84	9,24	7,38	66751,54	6,61	15	178,23	201.6	vérifiée
	y-y									

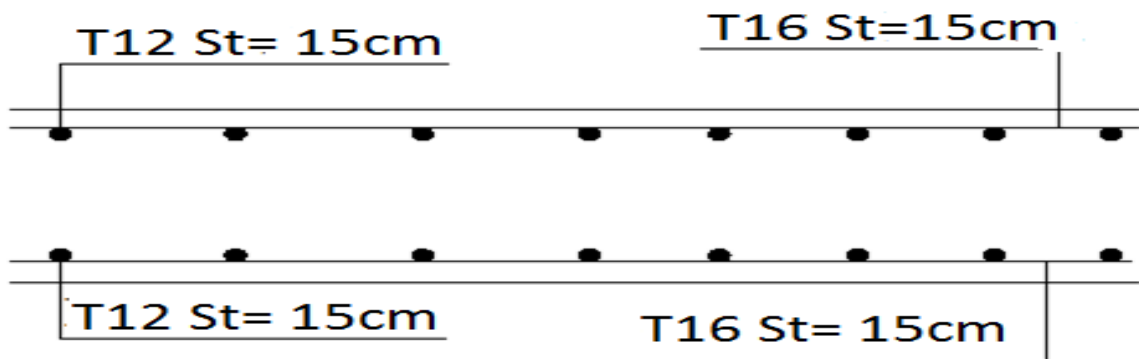


Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier.

VII.3.6.2 Ferrailage des nervures :

a) Calcul des efforts :

Le calcul des sollicitations se fait comme suit :

$$\text{On à : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_{app} = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures longitudinales :

Donne : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 45\text{cm}$; $h = 90\text{cm}$; $d = 0,9h = 81\text{cm}$

• **Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau VI.7: Ferrailage des nervures (x-x).

	P (KN/ml)	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	285,13	819,18	0,20	0,28	71,93	29,74	10T 20	31,43
Appuis		481,87	0,11	0,15	76,14	18,18	6T20	18,86

• **Sens transversale (y-y) :**

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures (y-y).

	P (KN/ml)	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	302,45	1118,63	0,27	0,40	68,04	47,24	16T20	50,28
Appuis		658,02	0,16	0,22	73,87	25,60	10T20	31,43

c) Vérifications nécessaires :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,40\text{cm}^2 < A_s = 18,86\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.

	P (KN/ml)	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	211,21	606,81	31,43	32,03	1623469,51	11,97	15	164,54	201.6	vérifiée
Appuis		356,94	16,86	24,64	994366,48	8,84	15	193,46	201.6	vérifiée

Travée	224,04	828,63	50,21	37,95	2215649,91	14,19	15	131,46	201.6	vérifiée
Appuis		487,43	31,43	32,03	1623469,51	9,62	15	110,53	201.6	vérifiée

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 892,22\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{892,22 \cdot 10^3}{810 \times 450} = 2,45\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Sens	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ' _u (MPa)	Observation
X-X	90×45	741,34	2,03	2,5	vérifiée
Y-Y	90×45	892,29	2,45	2,5	vérifiée

d) Calcul des armatures transversales :

Donne : $f_c = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 2,45\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $b = 44\text{cm}$; $h = 90\text{cm}$; $d = 81\text{cm}$

• **Selon le BAEL 1991 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 1999 :

$$\begin{cases}
 A_t = 0,003S_t b \\
 S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\
 S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}
 \end{cases}$$

avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 16\text{mm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{bael} (cm ²)	A _t ^{rpa} (cm ²)	Choix	A _t ^{adop} (cm ²)
			S _t (cm)	S _t ZN	S _t ZC	S _t ZN	S _t ZC				
X-X	741,34	2,03	40	19	45	15	30	3,43	2,03	6T10	4,71
Y-Y	892,29	2,45	40	19	45	15	30	4,13	2,03	6T10	4,71

Après le calcul on à schématiser le ferrailage des nervures:

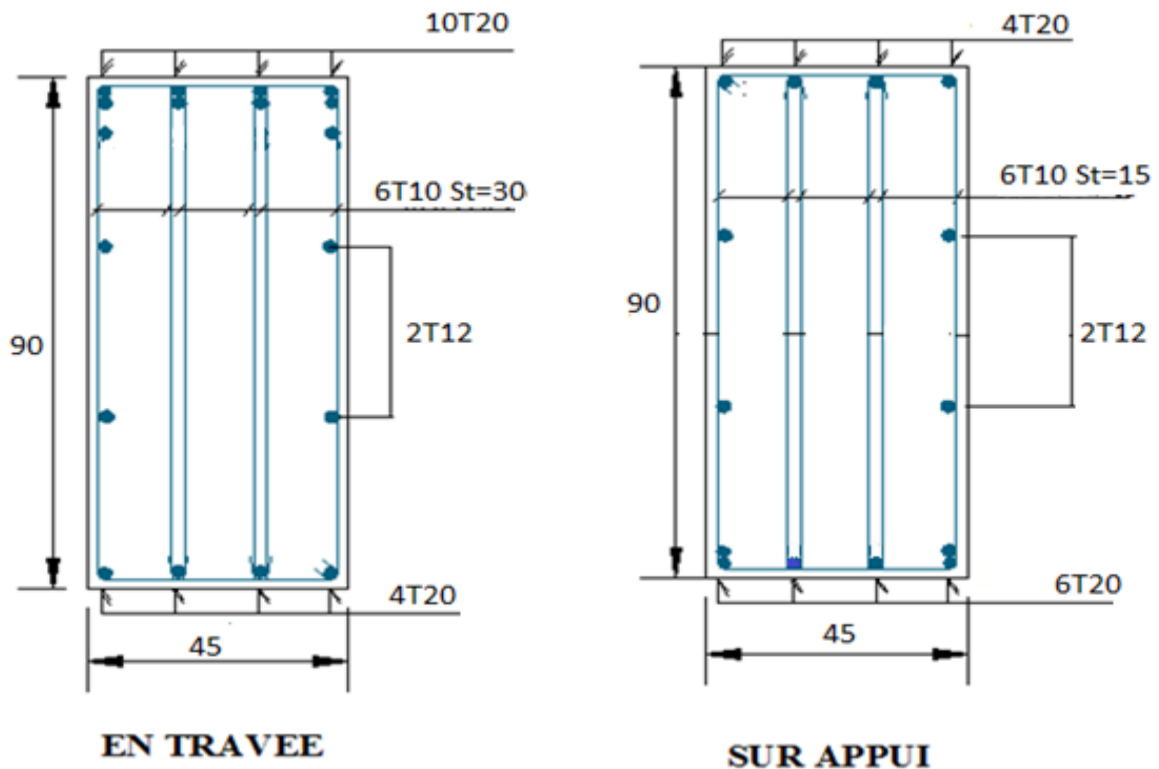


Figure VI.7 : Ferrailage des nervures sens x-x.

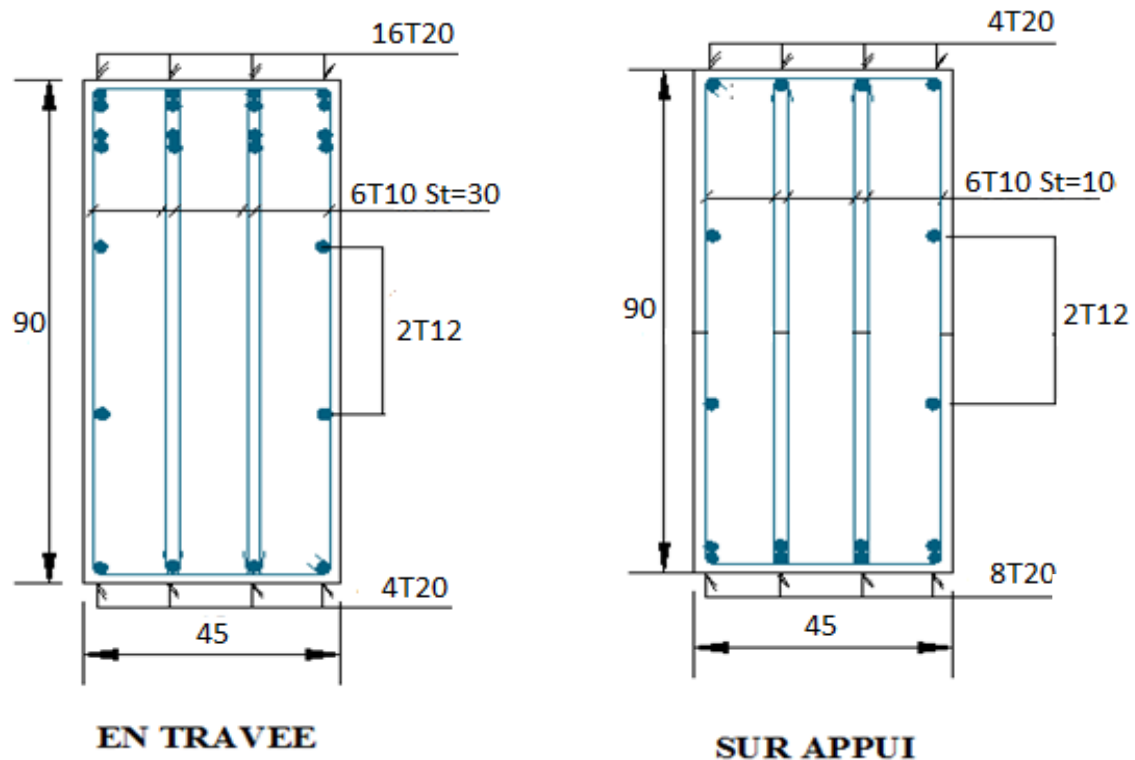


Figure VI.8: Ferrailage des nervures sens y-y.

VI.3.6.3 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,00\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1,00\text{m}$ à l'ELU.

$q_u = 135,37\text{KN/ml}$, $b = 100\text{cm}$, $h = 30\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$, $d = 27\text{cm}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 16,92\text{KNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,016$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26,78\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 7,3\text{cm}^2$$

On adopte : $5\text{T}14 = 7,70\text{cm}^2$

On adopte : $S_t = 20\text{cm}$

- Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,85\text{cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14cm, S_t=25cm

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26\text{cm}^2 < 7,70\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition.Vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{\text{ser}} = 93,81\text{KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}l^2}{8} = 46,91\text{KNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
46,91	7,70	6,83	57592,73	5,56	15	184,27	201.6	vérifiée

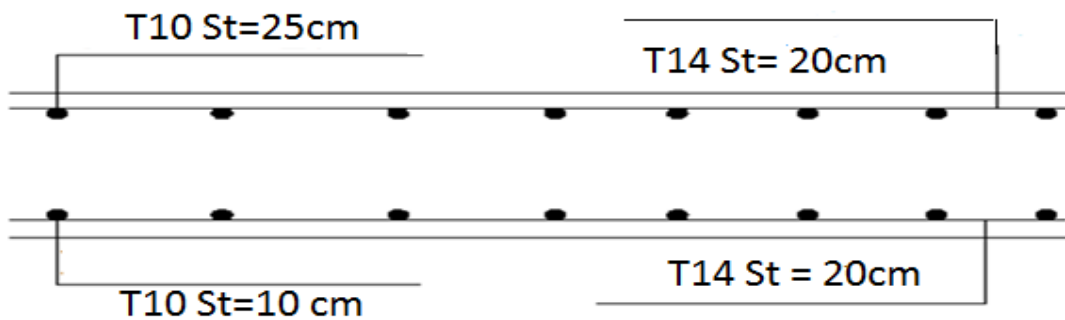


Figure VI.9 : Ferrailage de débord.

VI.4 Etude du voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s’élève du niveau de fondation jusqu’au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu’il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.1 Pré-dimensionnement :

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA1999** qui stipule d’après l’article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

avec :

B : Section du voile.

On adopte une épaisseur $e = 15\text{ cm}$.

VI.4.2 Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable, ($L_x=3,00\text{ m}$; $L_y= 5,20\text{ m}$; $e =15\text{ cm}$).

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times H$$

avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h= 23,3\text{KN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H= 3,00\text{m}$).

$$\varphi = 29,5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,3524$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24,63\text{KN} / \text{ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 33,25\text{KN} / \text{ml}$$

VI.4.3 Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13 : Calcul des moments.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
3,00	5,20	0,58	0,046	0,783	33,25	24,528	7,25	20,85	6,16	12,264

VI.4.4 Calcul du ferrailage :

Donne : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Le choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	20,85	0,078	0,10	12,95	4,47	5T12	5,66	20
	y-y	6,16	0,024	0,03	13,34	1,33	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	12,26	0,047	0,06	13,17	2,67	5T10	3,93	20
	y-y								

VI.4.5 Vérifications nécessaires :**a) Vérification à l'état limite ultime (ETU) :****• Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,00}{5,20} \right) \frac{100 \times 15}{2} = 1,45\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x = 5,66\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition.Vérifiée.} \\ A_y = 3,14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition.Vérifiée.} \end{cases}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,31\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,25\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{46,31 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,26\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition.Vérifiée.}$$

b) Vérification à l'état limite service (ELS) :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.15 : Calcul des moments.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
3,00	5,20	0,58	0,087	0,467	24,63	19,285	9,00	16,39	7,655	9,642

- **Verification des contraintes :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	16,39	5,66	4,01	9795,47	6,71	176,37	vérifiée
	y-y	7,65	3,14	3,45	7338,03	3,59	116,63	vérifiée
Sur appuis	x-x	9,64	3,93	3,44	7322,87	4,53	147,33	vérifiée
	y-y							

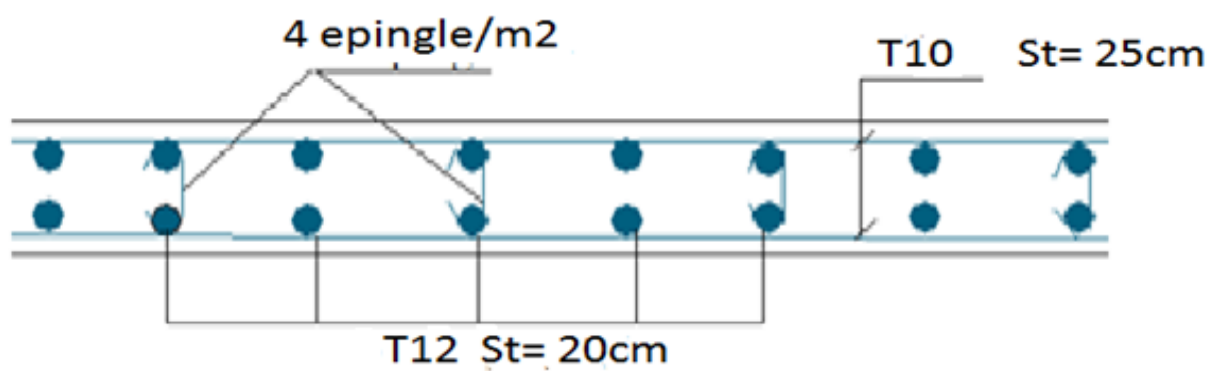


Figure VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION

Conclusion

L'étude de ce projet est une occasion de mettre en pratique et de développer les connaissances acquises durant toute notre formation.

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, du fait qu'il nous permet d'avoir les dimensions des éléments structuraux, pour débiter notre étude.

L'étude dynamique est la partie la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle rendue possible grâce à logiciel ETABS, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA, CBA, BAEL,...etc).

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on à constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure qui doit satisfaire à la condition de rigidité latérale mais aussi le ferrailage optimal de ces derniers.

L'utilisation des outils informatiques tel que le logiciel ETABS et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude. Néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

REFERENCES

REFERENCES

- [1] Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.
- [2] « Conception et calcul des structures de bâtiment tome 6» ; Henry thonier.
- [3] « DTR BC 2.2 » : document technique réglementaire.
- [4] « Règles Parasismiques Algériennes » RPA99/Version 2003.
- [5] « BAEL 91modifié 99 », DTU associés, par Jean pierre Mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [6] « projet béton armé» ; Henry thonier.

ANNEXES

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas général

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Cas accidentel

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

LES DONNEE
Caractéristique du béton et
l'acier

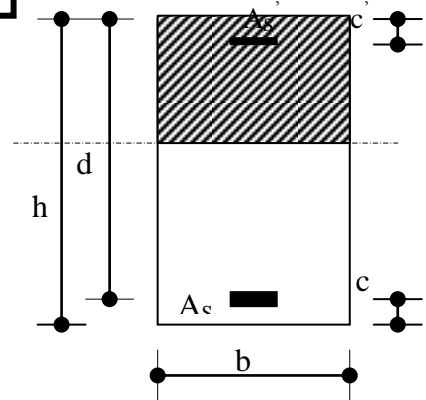
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

μ

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non

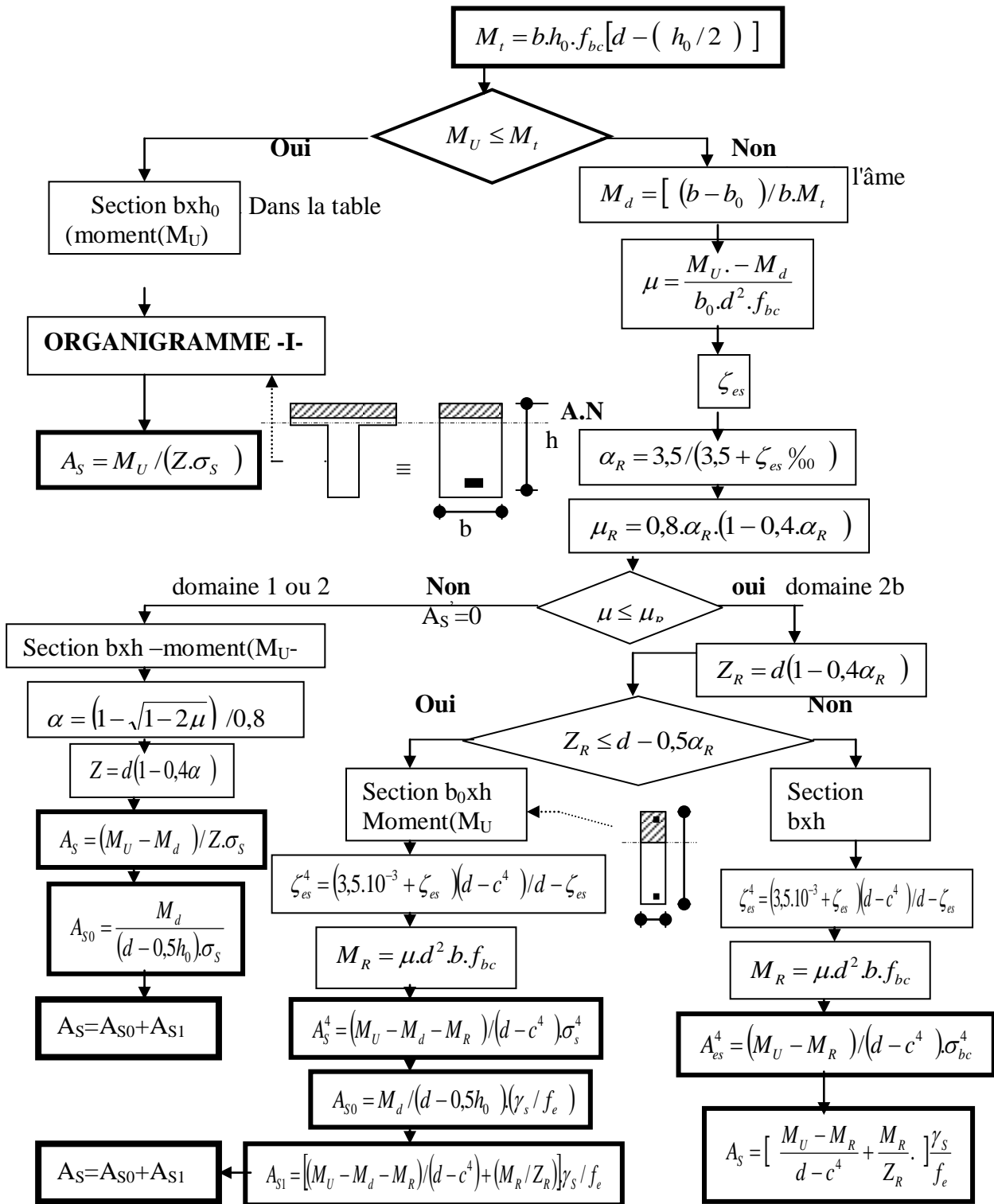
$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

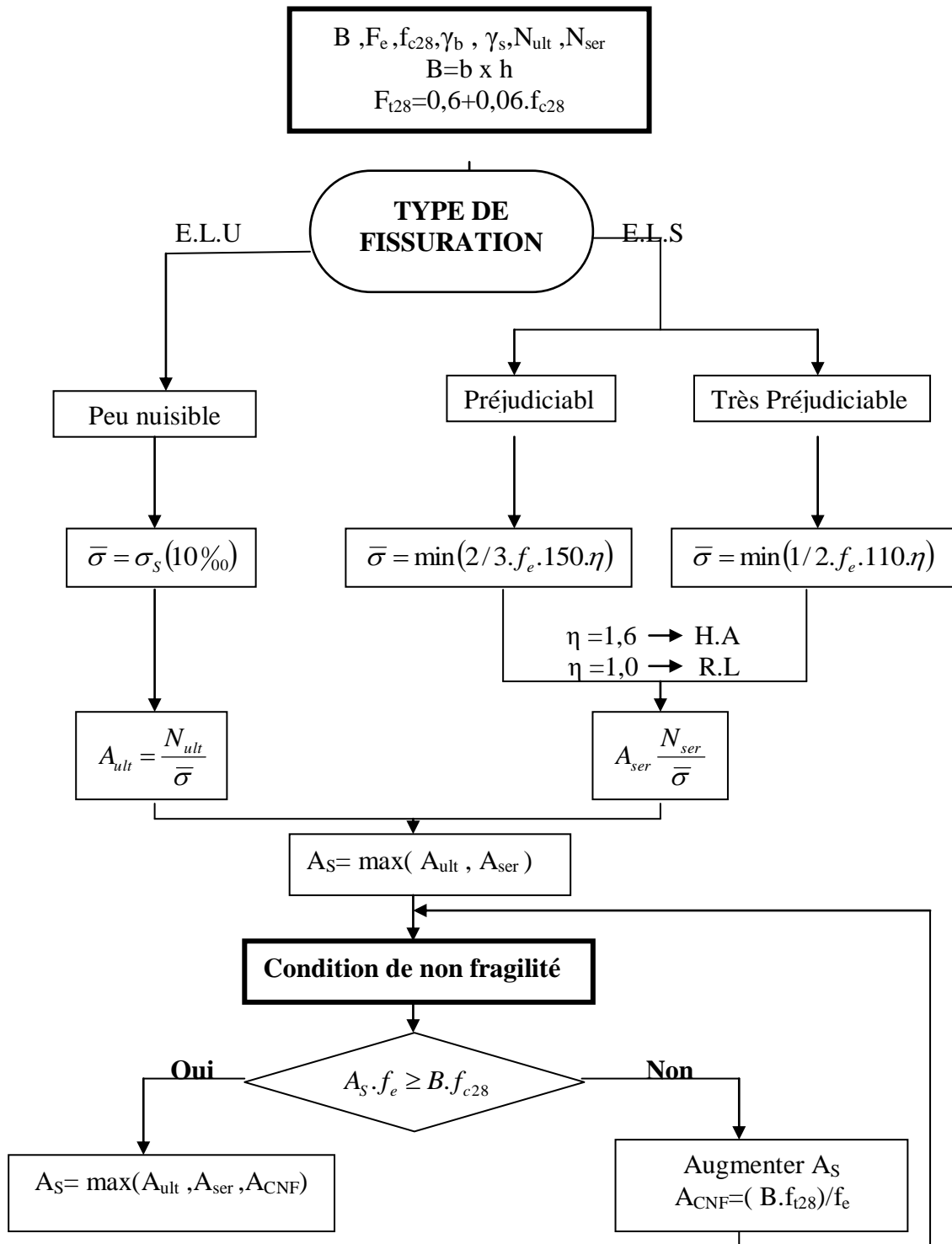
$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

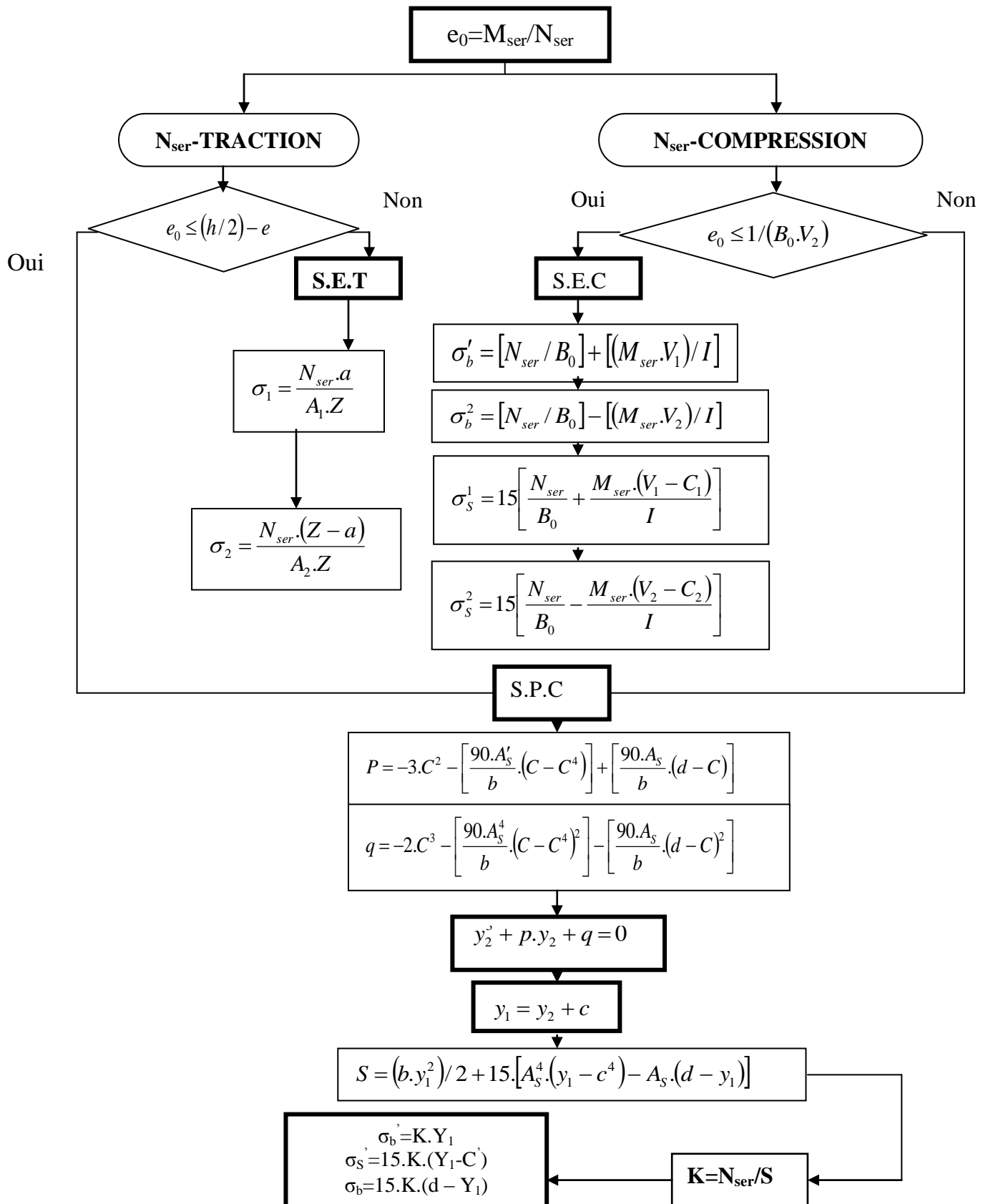
**ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



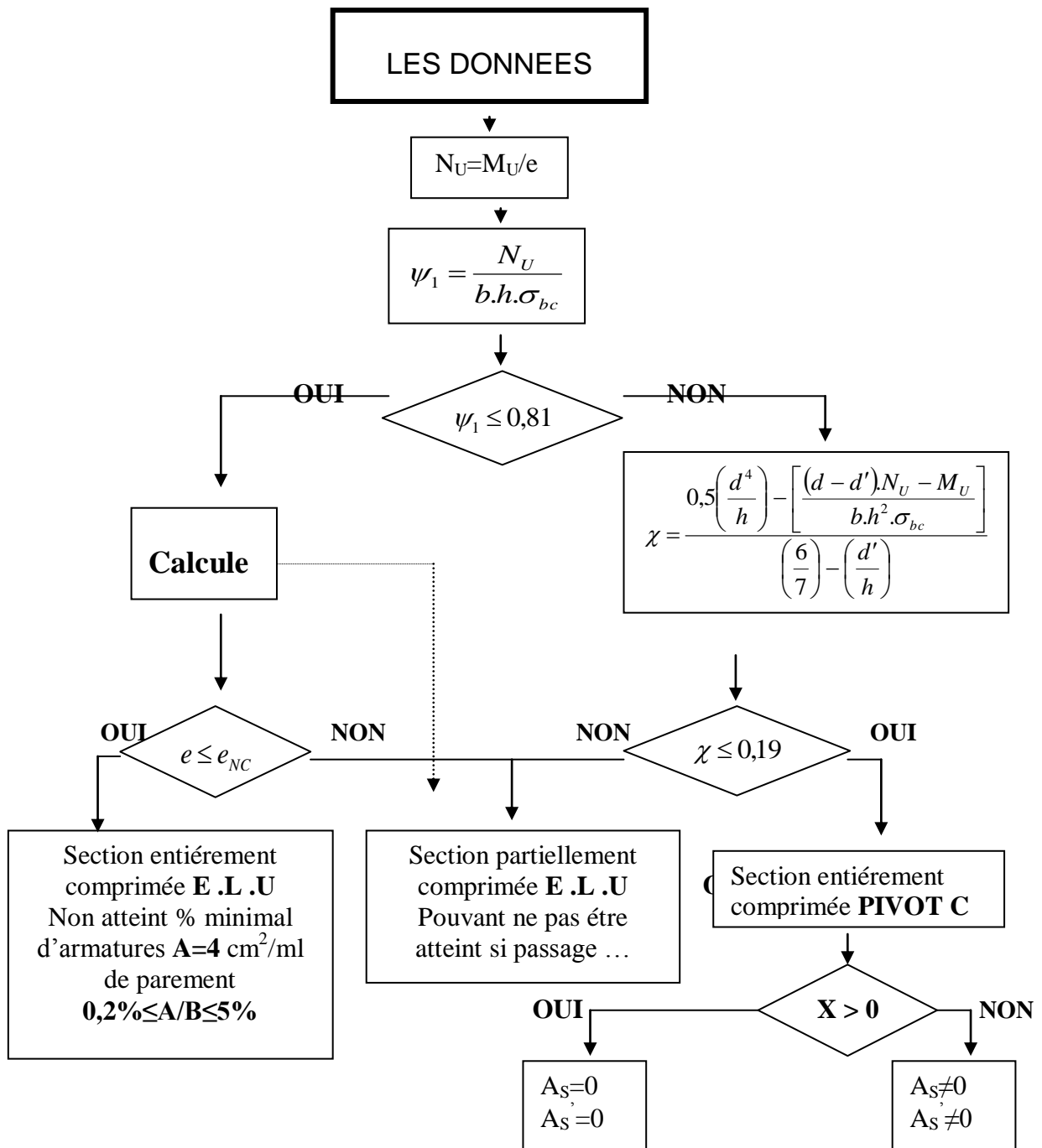
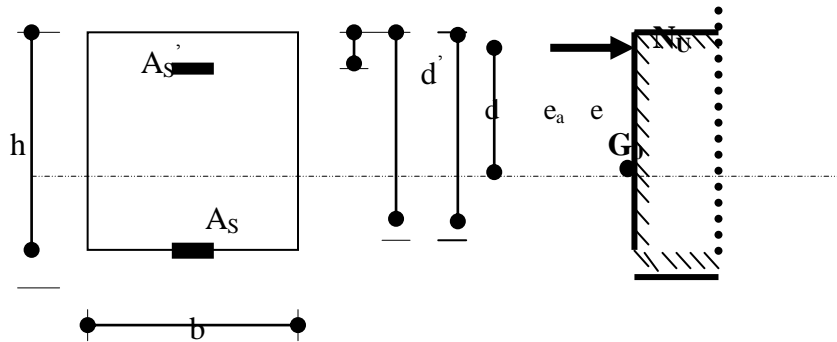
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



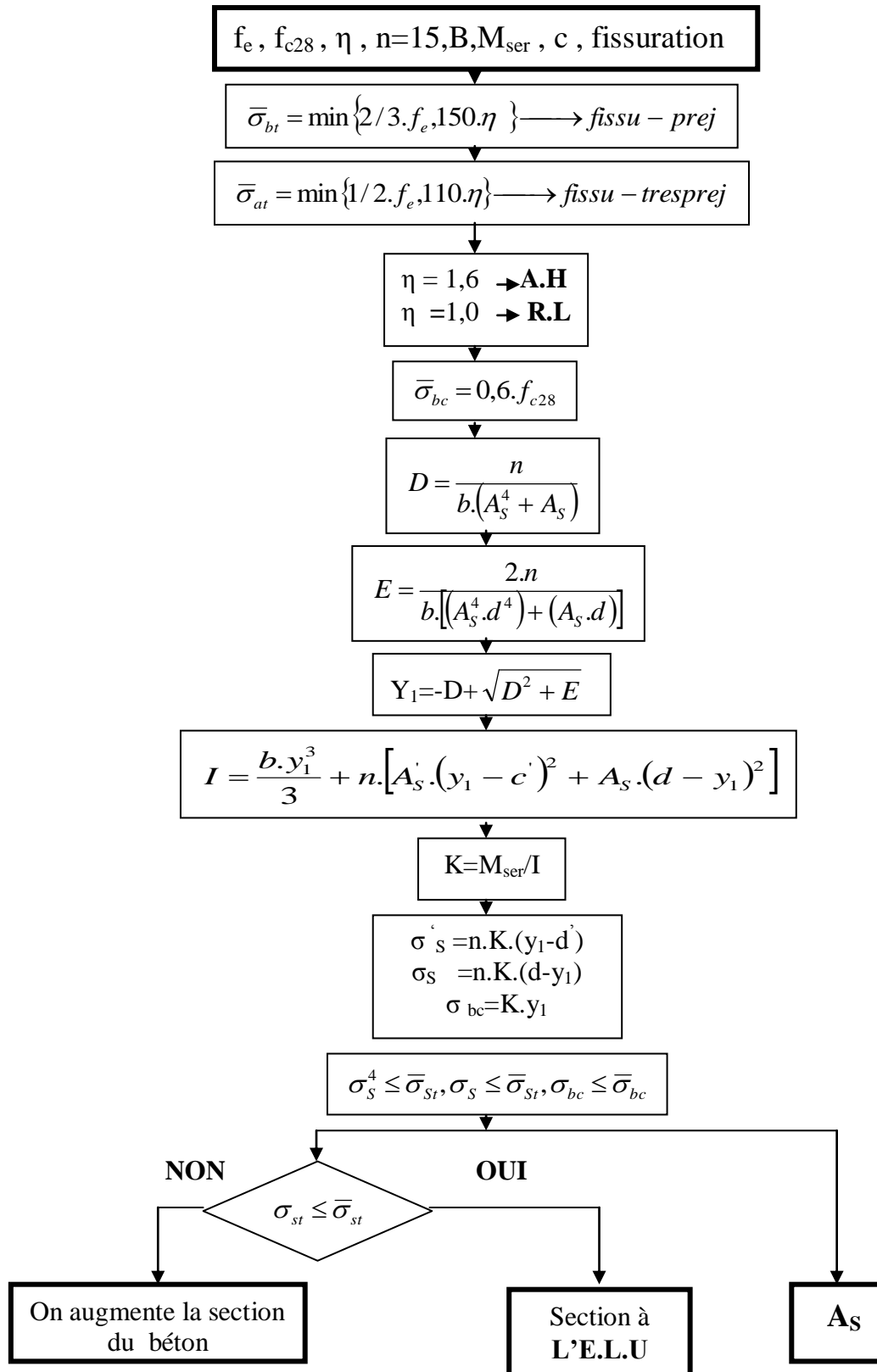
**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V- CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



**ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-**



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

