

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de Construction

Présenté par :

ASLI MOUAZ

BENFERHAT MOHAMMED

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+11+2SOUS-SOL
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN
BETON ARME**

Soutenu publiquement le 26 septembre 2017 devant le jury composé de :

Mr : BOUAKKZ KHALED

Président

Mr : AIT AMAR MEZIANE MOHAMED

Rapporteur

Mr : DAOUADJI HASSAINE .T

Examineur

M^{me} : MIMOUNI .M

Examineur

Mr : KHILOUN M

Examineur

Mr : BOUDERBA B

Examineur

PROMOTION : 2016/2017

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Et tout d'abord, nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre encadreur **Mr .Ait Amar Meziane Mohamed** pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous tenons également à remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Je remercie plus particulièrement Mr : SAFFAR Menouar pour mes aides, sans oublier Les responsables de bureau d'études Mrs : Kadi Khaled et Benouali Juba

Que tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de prés ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

DEDICACES

Je dédie le présent travail

A mes très chère parents ; mes frères et soeurs

A ma femme ainsi qu'a mes enfants : Asmaa ; Khaled ; Yasser

BENFERHAT Mohamed

DEDICACES

Je dédie le présent travail

A ma très chère Maman ; mes frères et soeurs

A ma femme ainsi qu'a mes enfants : Mohamed Housseem ; Mehdi dahmen

ASLI Mouaz

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع (سكني تجاري، إداري، موقف للسيارات) تتألف من طابقين التحت ارضي + طابق ارضي سفلي + I [طوابق, يتم انجازها بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي SOCOTEC .

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (d'habitation, commercial, administrative et parking) composée d'un RDC + 11 étages + 02 sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Tiaret, classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of structure used for dwelling commerce, administration and parking. It compose of R + 11 stories +two underground that will be established in Tiaret state which is classified in zone I according to the Algerians rules against of quake (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 - Version 2003).

About the checking of reinforcement we used software SOCOTEC.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I	Page
Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques	16
Tableau. I.2 : Coefficient d'application	22
Chapitre II	
Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux	29
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine	29
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant en corps creux	30
Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant en dalle pleine	30
Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes du balcon en dalle pleine	31
Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de palier	31
Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse	32
Tableau II-8 : charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé	34
Tableau II.9 : Les charges G et surcharges Q pour le poteau central	38
Tableau II-10 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages	38
Tableau II-11 : 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux	39
Tableau II-12 : 2ème Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux	39
Tableaux II-13 : de redimensionnement de la section des poteaux	40
Tableau II.14 : Choix final des sections des poteaux carrés	40
Tableau II.15 Tableau de vérification des poteaux au flambement	41
Tableau II.16 : Choix final d'épaisseur pour les voiles	42
Chapitre III	
Tableau III.1.Charge et surcharge des planchers	50
Tableau III.2 récapitulatif des moments et des efforts tranchants	60
Tableau : III.4 Les Dimensions des ascenseurs	71
Chapitre IV	
Tableau IV-01 : Centres de gravité des masses et centres de rigidité	108
Tableau (IV-02): Excentricités Théorique et Accidentelle	109
Tableaux (IV-03): Période et facture de participation massique du modèle	110
Le tableau (IV-04) ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de Rigidité. après majoration par le rapport r_x ou r_y	112
Tableau (IV-05): Excentricités Théorique et Accidentelle	113
Tableaux (IV-06): Période et facture de participation massique du modèle	113
Tableau (IV-07) effort tranchant	114
Tableau (IV-08): Distribution horizontale des forces sismiques	115
Tableau (IV-09): Les moments de renversement	115
Tableau IV.10 vérification des déplacements	116
Tableau IV.11 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x	117
Tableau IV.12 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y	118
Tableau IV-13: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	118
Tableau IV-14: vérification de renversement de la Tour sens transversal	118
Chapitre V	
Tableau (V.1) : les sollicitations (M,N,T) des poteaux	121

Tableau V.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux	128
Tableau V.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)	130
Tableau V.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	133
Tableau V.5 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)	133
Tableau V.6 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	136

LISTE DES FIGURES

Chapitre I	Page
Figure I .1 Diagramme Contrainte déformations du béton	21
Figure I .2 Diagramme rectangulaire	22
Figure I .3 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l' ELU	23
Figure I .4 Diagramme des déformations limites de la section	25
Chapitre II	
FigureII.1 coupe d'un plancher à corps creux	28
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine	29
Figure II-3 Coupe d'un plancher terrasse en dalle pleine	30
Figure II-4 : coupe plancher étage courant	30
Figure II.5. : Coupe de voile en élévation	42
Chapitre III	
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et sollicitations	44
Figure III.2 coupe de l'acrotère	48
Figure III.3: corps creux	49
Figure III.4: Coupe de section en T	49
Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] ELU	55
Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants ELU	56
Figure III.7 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] ELS	59
Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants ELS	60
Figure III.9 Dimensions des poutrelles	61
Figure III.10: Coupe de section rectangulaire et section en T	61
Figure III.11: Coupe de section en T(Position de l'axe neutre)	63
Figure III.12: schéma de la bielle d'about	65
Figure III.13: schéma de la longueur de scellement droit	66
Figure III.14: Coupe de section en T(Position centre de gravité)	67
Figure III.15: Schéma de la dalle d'ascenseur	74
Figure III.16: Dimensions du balcon	78
Figure III.17 : Schéma statique	78
Figure III.18. Schéma d'un escalier	81
Figure III.19. Vue en plan de l'escalier type 1	81
Figure III.20. Schéma statique de l'escalier type 1	83
FigureIII.21: Schéma statique de l'escalier type 2	89
Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier type 2 en présence d'appui au milieu	90
Chapitre IV	
Figure IV .1Distribution des masses suivant chaque niveau	106
Figure IV.2 : Vue en 3 D	110
Figure IV.3 : Coupe sens Y-Y	111
Figure IV.4. : Vue en plan	111
Chapitre V	
Figure.V.1 Ferrailage des poteaux	129
Figure V.2 Schéma de ferrailage de la poutre principale	132
Figure V.3 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	136
Figure V.4 Schéma du voile V1	139
Figure V.5 Schéma des contraintes du voile V1	139
Figure V.6 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble poteau (RDC) et voile V1	142
Figure V.7 : Schéma statique voile périphérique	143
Figure V.8 : Schéma de ferrailage voile périphérique	146
Chapitre VI	
Figure VI.1 Schéma du Radier	148
Figure VI.2 panneau le plus défavorable (le plus grand)	153
Figure VI.3 Répartition des charges sur les poutres	155
Figure VI.4 Répartition des charges sur les poutres	157
Figure VI.5 Répartition armatures dans les poutres	159
Figure VI.6 schéma statique de débord	160

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 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.
 Q : Charge d'exploitation.
 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.
 St : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.

L_f	: Longueur de flambement.
W	: Poids total de la structure.
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.
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

SOMMAIRE

I.INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE	Page
I-1-IntroductionI	16
.1.1.Présentation du projet	16
I.1.2. Implantation de l'ouvrage:	16
I.1.3. Présentation de l'ouvrage étudié	16
I.1.4. Caractéristiques géométriques	16
I.2. Conception de la structure du bâtiment	17
I.2.1. Structure de contreventement	17
I.2.2. Le Plancher	17
I.2.3.La cage d'escalier	18
I.2.4.Ascenseur	18
I.2.5.Maçonnerie	18
I.2.6. Revêtement	18
I.2.7. L'acrotère	18
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol	18
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	19
I.4.1. Béton	19
I-4-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton	19
I.4.3.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	20
I.4.4. Méthode de calcul	20
I.4.5. Déformation et contrainte de calcul	20
I.4.6.Contrainte admissible de cisaillement	22
I.4.7. Module de déformation longitudinal du béton	22
I.4.8. Diagramme déformation contrainte de calcul	23
I.4.9.Contrainte limite de traction des armatures	24
I.5.Etats limites	24
I.5.1. E. L. U. R	24
I.5.2. E. L. S	26
II .PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS	
II.1. Introduction	28
II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants	28
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers	28
II.3.Descente de charge	28
II.4.Pré dimensionnement des Poutres	32
II.5.Pré dimensionnement des Poteaux	33
II.5.1.Choix du poteau le plus sollicité	37
II.5.2. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau	37
II.5.3.Estimation des sections droites	38
II.5.4 Vérification selon le RPA 99 version 2003	39
II.6. Pré dimensionnement des Voiles	41
II.6.1.Voile de contreventement :	41
II.6.2.Voile de soutènement	41
III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III-1-Introduction	44
III-1-1-Etude de l'acrotère	44
III-1-1-1-Introduction	44
III.1.1.2. Evaluation Des Charges	44
III.1.1.3.Ferraillage de l'acrotère	45
III.1.1.4. Vérifications :	47
III.2. Etude des planchers	48
III.2..1. Introduction	48
III.2.2. Plancher a corps creux	48

III.2.3.Calcul des poutrelles	49
III.2.4. Calcul des efforts dans la poutrelle	50
III.2.5.Méthode de calcul	50
III.2.6. Calcul du plancher (Méthode de Caquot)	51
III.2.7.Calcul des sollicitations pour le type 5 (E.L.U)	52
III.2.8. Calcul des sollicitations pour le type 5 (E.L.S)	52
III.2.9. Calcul du ferrailage	60
III.2.9.1. Vérifications diverses	64
III.2.9.2. Diamètre des armatures transversales	64
III.2.9.3. Calcul de la flèche	67
III.3 .Ascenseur	71
III-3-2-Détermination des charges et surcharges	71
III-3-3-Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement	73
III-3-4Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur	73
III-3-5.Vérifications	76
III-3-6. Armatures transversales	77
III-3-7.Vérification de la Flèche	77
III-4- Les balcons	77
III.4.1. Calcul l'épaisseur de balcon	77
III.4.1.1. Vérification	77
III.4.1.2. Evaluation des charges	78
III.4.1.3. Calcul des moments	79
III.4.2. Ferrailage	79
III.4.2.1.Vérifications	80
III.4.2.2.Armatures transversales	81
III.5.Escaliers	81
III.5.1 Définition	81
III.5.2. ESCALIER TYPE 1	81
III.5.2.1. 1 ^{ère} partie	82
III.5.2.2. Descente de charge	82
III.5.2.3. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant	83
III.5.2. 4. Ferrailage	85
III.5.2.5. Vérifications	86
III.5.3.ESCALIER TYPE 3	89
III.5.3.1. 1ere partie	89
III.5.3.2.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	90
III.5.3.3. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant	91
III.5.3.4. Ferrailage	92
III.5.3.5.Vérifications	93
IV-ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	
IV.1. Introduction	97
IV.1.1 Etude dynamique	97
IV.1.2.MODELISATION	97
IV.1.3 Caractéristiques dynamiques propres	97
IV.1.4 Modélisation de la structure	98
IV.1.5.Modelisation de la rigidité	99
IV.1.6.Modelisation de la masse	99
IV.2. Etude sismique	99
IV.2.1. Introduction	99
IV.2.2.Choix de la méthode de calcul	100
IV.2.2.1. La méthode statique équivalente	100
IV.2.2.2.La méthode modale spectrale	100
IV.2.2.2.1 Spectre de réponse	101
IV.2.2.2.2.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	102

IV.2.2.3 La force sismique totale	108
VI.6.3 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS	110
IV.2.2.4 Résultante des forces sismique	112
VI.6.3 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS après majoration par le rapport rx ou ry	113
IV.2.2.5 Distribution verticale de la force sismique	114
IV.2.2.6 Distribution horizontale des forces sismiques	115
IV.2.2.7 Vérification des déplacements	116
IV.2.2.8 Justification vis à vis de l'effet P^Δ	117
IV.2.2.9-Vérification au renversement	118
V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	
V.1. Introduction	120
V.1.1. Ferrailage des portiques	120
V.1.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	120
V.1.2.1. Ferrailage longitudinal	123
V.1.2. 2. Vérification	127
V.1.2.3. Calcul des armatures transversales	127
V.1.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	129
V.1.3.1. Étude des poutres principales	130
V.1.3.1.1.Vérification	131
V.1.3.1.2.Armatures transversales	132
V.1.3.2. Étude des poutres secondaires	133
V.1.3.2.1. Vérification	135
V.1.3.2.2. Armatures transversales	135
V.1.4. ETUDE DES VOILES	136
V.1.4.1 Introduction	136
V.1.4.2 Le système de contreventement	136
V.1.4.3. Prescriptions imposées par RPA99	137
V.1.4.3.1 Aciers verticaux	137
V.1.4.3.2 Aciers horizontaux	138
V.1.4.3.4 Armatures transversales	138
V.1.4.3.5 Règles générales	138
V.1.4.4. Ferrailage vertical	138
V.1.4.5. Ferrailage horizontal	140
V.1.5. VOILE PERIPHERIQUE	143
V.1.5 .voile périphérique	143
V.1.5.1.Introduction	143
V.1.5.2.Calcul de la poussée des terres	143
V.1.5.3.Poids propre du voile	144
V.1.5.4.Sous l'effet de la surcharge q	144
V.1.5.5.Ferrailage	144
V.1.5.6.Vérifications	145
VI- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1. Introduction	148
VI.2. Etude du sol	148
VI.3. Choix du type de fondation	148
VI.4. RADIER GENERAL	148
VI.4.1. Définition	148
VI.4.2. Calcul du radier	148
VI.4.2.1.Pré dimensionnement du radier	149
VI.4.2.2. Combinaison d'actions	149
VI.4.2.3.Surface nécessaire	149
VI.4.2.4.Vérification des contraintes	149
VI.4.2.5.Calcul de l'épaisseur nécessaire du radier	149

VI.4.2.6.Détermination la hauteur de la poutre de libage	150
VI.4.2.7.Vérification des contraintes dans le sol	150
VI.4.2.8.Condition de poinçonnement	151
VI.4.3.Caractéristique du radier	151
VI.4.3.1.Evaluation des charges pour le calcul du radier	152
VI.4.3.2.Ferraillage du radier	152
VI.4.3.3.Ferraillage de la dalle du radier	152
VI.4.3.4.Ferraillage des poutres de libages	155
VI.4.3.5.Vérification de la contrainte de cisaillement	159
VI.4.3.6. Armatures transversales	159
VI.4.3.7.Armatures de répartitions A r	161
Conclusion Générale	162
Bibliographiques	163

Chapitre I

Introduction et présentation de l'ouvrage

I. INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1-Introduction:

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception. Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I .1.1.Présentation du projet:

I.1.2. Implantation de l'ouvrage:

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 96 logements promotionnel se situe à route d'Alger dans la commune de Tiaret.

La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de 3 blocs de R+11.

I.1.3. Présentation de l'ouvrage étudié

Nous sommes chargés d'étudier un bloc en R+11 avec deux sous sol en béton armé composé :

- Un sous sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un entre sol, rez-de-chaussée et le premier étage à usage commercial.
- Le deuxième étage à usage administratif.
- Neuf étages à usage d'habitation avec quatre logements (2F3+2F4) par niveau.

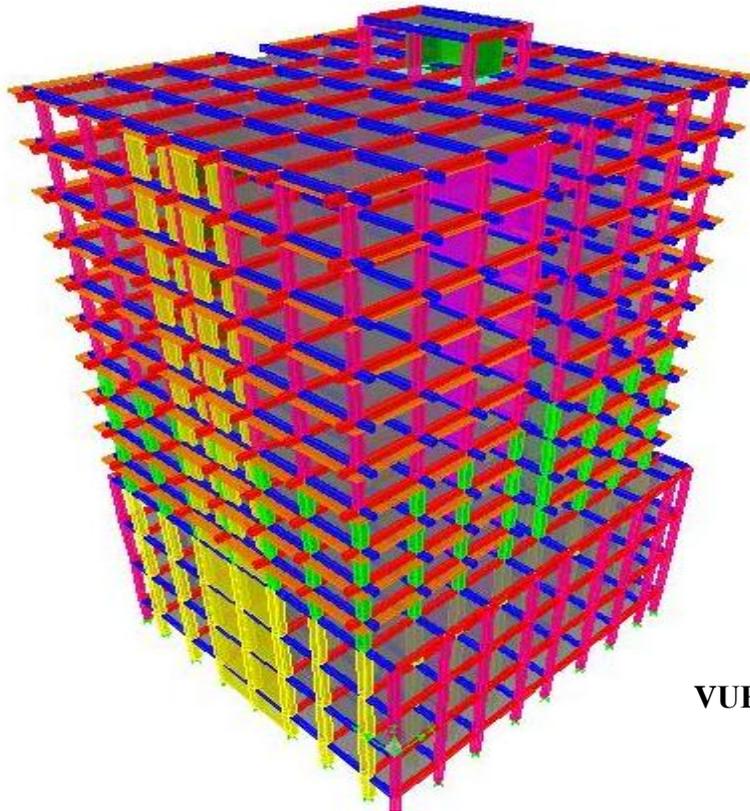
D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.1.4. Caractéristiques géométriques :

Désignation	Longueur ; largeur et hauteur du Bloc
Longueur (L)	27.70 m
Largeur (l)	26 .30 m
Hauteur des étages courant (He)	03 .40 m
Hauteur :sous.sol ; RDC ; 1er ; 2eme étages (He)	04 .76 m
Hauteur de l'entresol	02.72 m
Hauteur total du bloc (Ht)	52 .36 m

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques



VUE EN 3 D DE L'OUVRAGE

I.2. Conception de la structure du bâtiment :

I.2.1. Structure de contreventement :

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.2.2. Le Plancher :

Les planchers sont de deux types :

1. Planchers en corps creux : (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

Les portées des poutres ne sont pas importantes.

La facilité de réalisation ;

Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

2. Planchers en dalle pleine dans l'espace d'entre de chaque niveau et des balcons. Cependant, les dalles des balcons et l'espace centrale (escaliers, ascenseur et halls d'entrée) sont pleines

I.2.3. La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau SS, RDC, 11ème étages. Le bâtiment comporte trois types d'escaliers, escalier a trois volées et escalier a deux volées

I.2.4. Ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.2.5. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I-4-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **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.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.4.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

A-Résistance du béton :

A.a. Résistance du béton à la compression :

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm² de section et une hauteur h = 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (fc28 = 25 MPa).

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance fcj. Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa a = 4,76 b = 0,83

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa a = 1,40 b = 0,95

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

A.b. Résistance à la traction :

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

1- Traction directe.

2- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

Donc, on a : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.4.4. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

▪ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

▪ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

▪ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

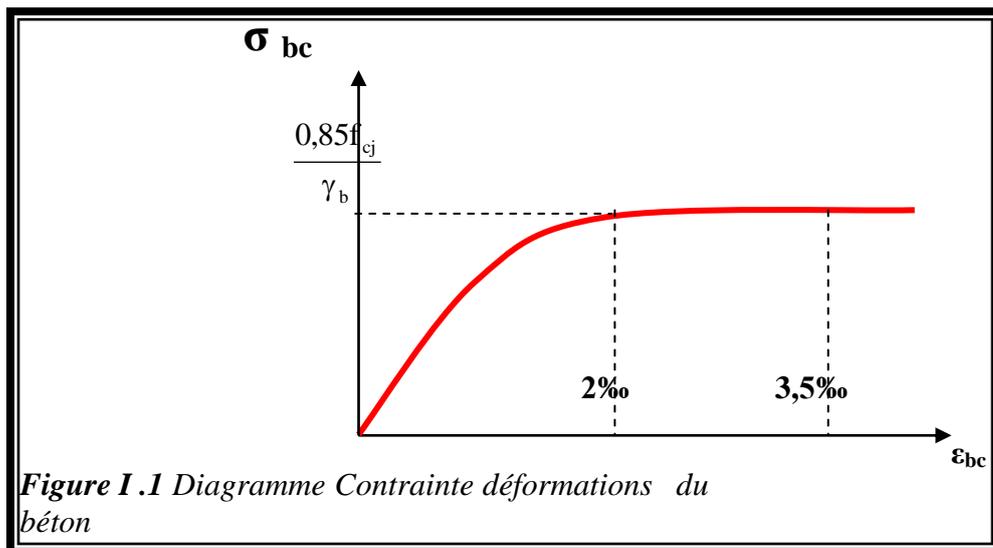
I.4.5. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)



ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Pour les situations transitoires ou durables.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰.

Le coefficient 0,85 est un coefficient réducteur pour les sections régulières tenant compte du risque d'altération du béton sur les aciers.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \approx 14,2 \text{ MPa}$$

Si $\gamma_b = 1,5 \rightarrow$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \approx 18,5 \text{ MPa.}$$

Si $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$

Remarque :

Lorsque la section étudiée n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton comprimé.

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

θ	Durée d'application
1	24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

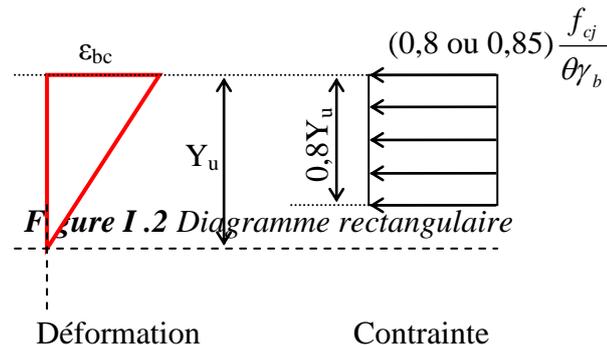
Tableau. I.2 : Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99, p81) :



Sur une distance $0,2Y_u$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle.

Sur une distance $0,8Y_u$ restante, la contrainte vaut $(\frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b})$ pour les zones

comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées, et $(\frac{0,8f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b})$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

I.4.6. Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

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

$$T_u = \frac{T_{ul}}{b_0 \cdot d}$$

Avec

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.4.7. Module de déformation longitudinal du béton :

- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{ij} f_{cj} en MPa

- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule : $E_{vj} = 3700 f_{cj} / 3$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

a).Module de déformation transversale :

▪ **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

. $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

b).Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
 - Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
 - Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes :
 - Acier naturel Fe E215 FeE 235
 - Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
 - Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
 - Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
 - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
- $E_s = 200\ 000$ MPa

I.4.8. Diagramme déformation contrainte de calcul :

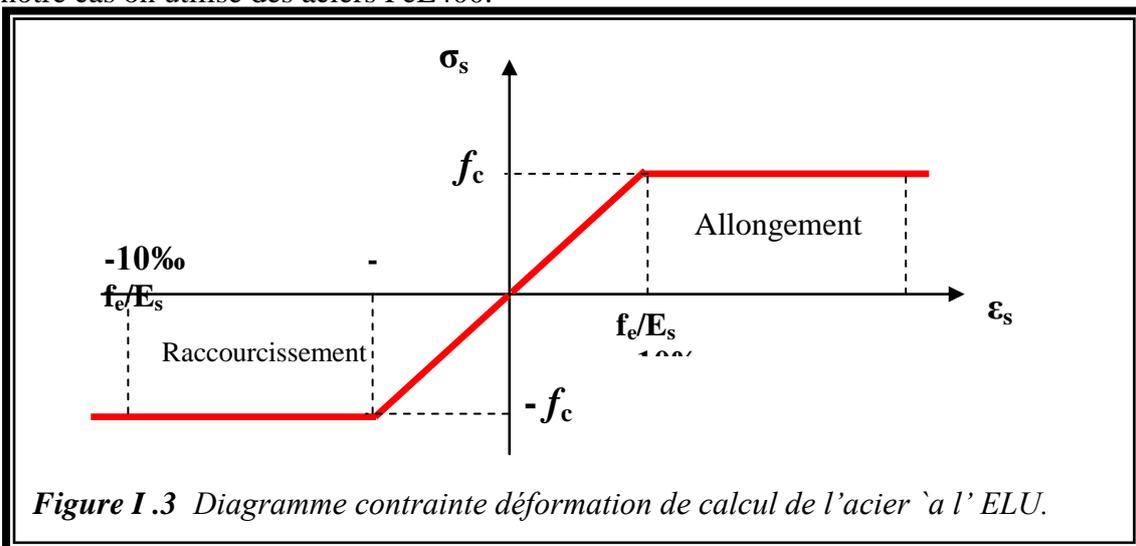
$$\sigma_s = f(\epsilon_{\text{‰}})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.



I.4.9. Contrainte limite de traction des armatures :

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

- Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0,5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

Avec :

f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : Coefficient de fissuration, avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses (RL)

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

Poids volumique :

Béton armé $\gamma = 25$ KN/m³

Béton non armé..... $\gamma = 22$ KN/m³

Acier..... $\gamma = 78,5$ KN/m³

I.5. Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

*Etat limite ultime de résistance E. L. U. R

*Etat limite de service

I.5.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a- Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc}=2\%$ en flexion composée.

$\epsilon_{bc}=3,5\%$ en compression simple

- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\%$.

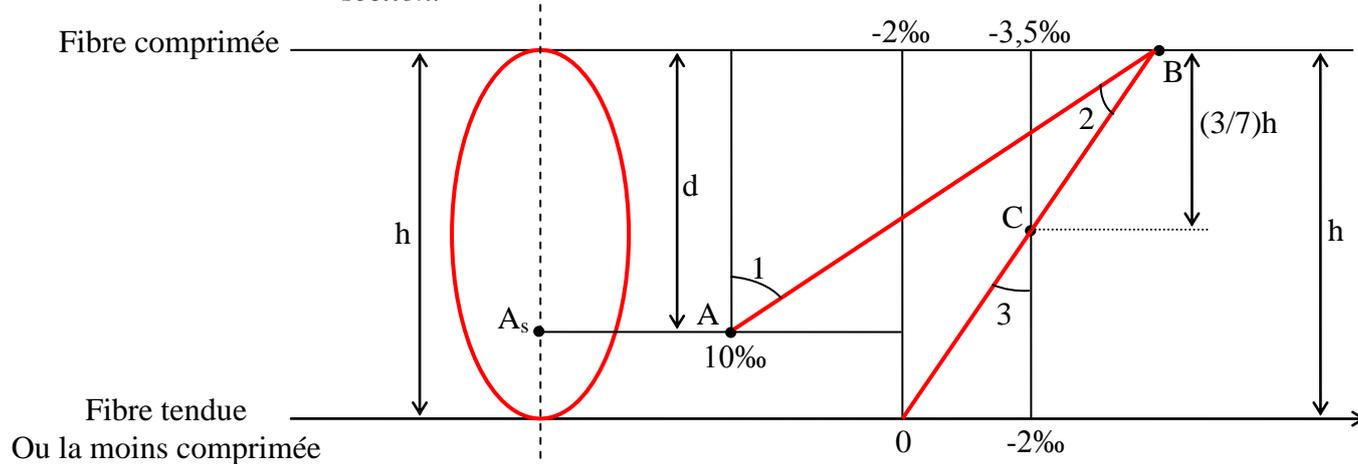
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.

✓ Le béton en compression.

✓ L'acier en traction et en compression.

La règle des trois pivots, qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est définie par un diagramme de déformation passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

Figure I.4 Diagramme des déformations limites de la section.



*Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

***Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

*L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

***Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

***Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

* La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

*Le cas particulier où $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \cdot \alpha = 0,167$

*Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

*La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

*Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

***Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

*La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée

$\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ **En résumé :**

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.5.2. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

a. Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$; $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence »

c. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ **Etat limite ultime:**

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

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

✓ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes

$G+Q+E$ G : charge permanente

$G + Q \pm 1.2E$ avec Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme $0,8 G+E$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments porteurs

II .PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

a- Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

ht : hauteur totale du plancher.

L : portée maximale de la travée entre nus d'appuis.

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16,44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale :

$$ht = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } (16 + 4) \text{ cm}$$

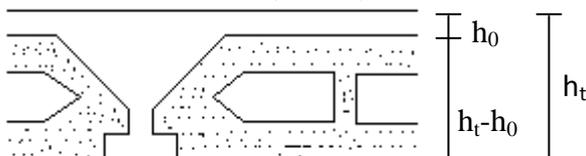


Figure II.1 coupe d'un plancher à corps

II.3.Descente de charge :

A-Introduction :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'a la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont:

▪ Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme (G), Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs

Elles sont déterminées à partir :

Poids volumique des matériaux exprimé en KN/m³

Poids spécifique des éléments exprimé en KN/m²

▪ **Charge variable :**

Elles ont pour symbole de terme (Q)

On distingue deux familles principales :

Les charges d'exploitation et les charge climatique.

B- Les planchers :

B-1-Plancher terrasse :

La terrasse a une zone accessible, ou une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux et en dalle pleine surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids superficiels (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,03	6	0,18
3	Forme de pente en béton léger	0,12	22	2,64
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Corps creux (16 + 4)	0,20	14	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

- Charge permanente (poids propre) $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

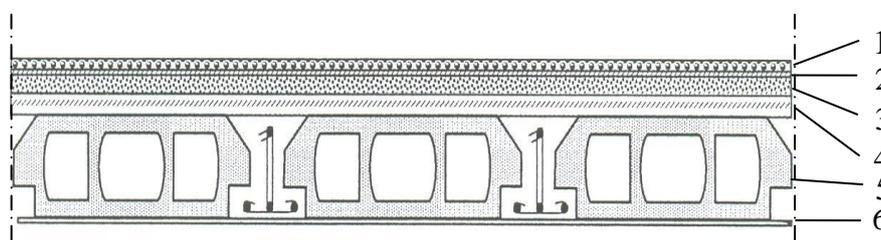


Figure II.2 Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids superficiels (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,03	6	0,18
3	Forme de pente en béton léger	0,12	22	2,64
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	dalle pleine	0,16	25	4,00
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

- La charge permanente (poids propre) $G = 8,03 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Figure II-6 Coupe d'un plancher terrasse en dalle pleine.

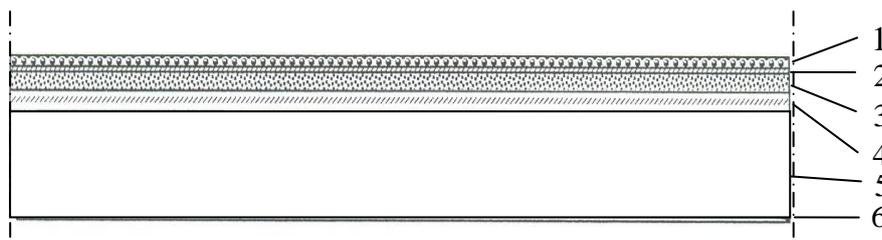


Figure II. 3 Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

B-2-Plancher étages courant :

les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant en corps creux :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficiels (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Corps creux (16 + 4)	0,20	14	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	9	0,90

- La charge permanente (poids propre) $G = 5,28 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (chambres) $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (balcon) $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

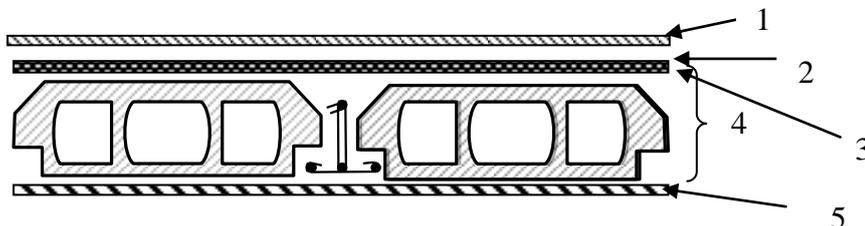


Figure II-4 : coupe plancher étage courant

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant en dalle pleine:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficiels (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,20	25	5,00
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	9	0,90

- Charge permanente (poids propre) $G = 7,48 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (Q) :
- Plancher 2er étage (usage bureau) : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher entre sol ; RDC et 1er étage (usage de commerce): $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de sous sols (parking): $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

C. Acrotère:

La surface de l'acrotère est : $S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$

- Charge permanente (poids propre) $G = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

D. Maçonnerie:

Mur extérieur à double cloison.

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (10) = 0,20 KN/m²
 - 2- Briques creuses (e=10cm) (0,10). (9) = 0,90 KN/m²
 - 3- Briques creuses (e=15cm) (0,15). (9) = 1,35 KN/m²
 - 4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²
- Charge permanente (poids propre) $G = 2,81 \text{ KN/m}^2$

E-Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes du balcon en dalle pleine:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids superficiels (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,16	25	4,00
5	Enduit en ciment	0,02	20	0,40

- Charge permanente (poids propre) $G = 5,78 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

F . Escaliers :

F.1.Palier: Evaluation des charges permanentes de palier

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de palier

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids superficiels (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de palier	0,17	25	4,25
5	Enduit en ciment	0,02	20	0,40

- Charge permanente (poids propre) $G = 6,03 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

F.2. (pailleasse) : Evaluation des charges permanentes de Pailleasse

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficies (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Marche	0,17	22	$(0,17/2) \times 22 = 1,87$
5	Poids propre de paillasse	0,17	25	4,25
6	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
7	Gardes corps			0,20

- Charge permanente (poids propre) $G = 8,10 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

II.4. Pré dimensionnement des Poutres :

A-Définition :

Les poutres de notre Tour sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

▪ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

▪ Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

B. Section des Poutres :

Selon le RPA 99, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases}$$

▪ Poutres Principales :

On a :

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

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

- Pour $L = 400 \text{ cm}$:

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,33 < 4 \end{cases} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **2-b- Poutres secondaire :**

- Pour $L = 390 \text{ cm}$:

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,17 < 4 \end{cases} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Finalement

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.5. Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$).

A. Procédure de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement **RPA 99 version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **CBA93**.

B. Loi de dégression (DTR.BC 2.2)

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé (poteau centrale) sont calculées par l'application de la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (Q est la charge d'exploitation).

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Avec : n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,, Q_n: les charges d'exploitation des planchers respectifs

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

Sous terrasse : Q₀

Sous 11ème étage : Q₀ + Q₁

Sous 10ème étage : Q₀ + 0,95(Q₁ + Q₂)

Sous 9ème étage : Q₀ + 0,90(Q₁ + Q₂ + Q₃)

Sous 8ème étage : Q₀ + 0,85(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄)

Sous 7ème étage : Q₀ + 0,80(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅)

Sous les étages inférieurs : Q₀ + [(3 + n)/ 2n] . □ n i=1 Q_n

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

- Plancher 2er étage (usage bureau) : Q = 2,50 KN/m²
- Plancher entre sol ; RDC et 1er étage (usage de commerce): Q = 4,00 KN/m²
- Plancher de sous sols (parking): Q = 2,50 KN/m²

Tableau II-8 : charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé

Niveau	Dégression	Q [KN]
terrasse	Q ₀	54.4
11ème étage	Q ₀ + Q ₁	47.6
10ème étage	Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)	65.96
9ème étage	Q ₀ + 0,90(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	82.28
8ème étage	Q ₀ + 0,85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	96.56
7ème étage	Q ₀ + 0,75(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	103.7
6ème étage	Q ₀ + 0,71(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	114.10 4
5ème étage	Q ₀ + 0,69(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	125.73 2
4ème étage	Q ₀ + 0,67(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈)	136.54 4
3ème étage	Q ₀ + 0,65(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉)	146.54
2ème étage	Q ₀ + 0,64(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀)	166.46 4
1ère étage	Q ₀ + 0,63(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀ + Q ₁₁)	198.56
RDC	Q ₀ + 0,62(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀ + Q ₁₁ + Q ₁₂)	229.56 8
entre sol	Q ₀ + 0,61(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀ + Q ₁₁ + Q ₁₂ + Q ₁₃)	259.48 8
sous sol	Q ₀ + 0,60(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉ + Q ₁₀ + Q ₁₁ + Q ₁₂ + Q ₁₃ + Q ₁₄)	276.08

C. Dimensionnement des poteaux

Poteaux rectangulaires ou carrés

- Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

Compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

Si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, le coefficient α a pour valeur :

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$;

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement **L_f** comme suit :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encasté dans un massif de fondation.

- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastées jusqu'à fondation).

Sous sol ; RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages : $L = 0,7 \times 4,76 = 3,33 \text{ m}$

Étage Courant : $L = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$

Remarque

il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

B : aire total de la section du poteau ($B = a \times b$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$

$B = a \times b \text{ cm}^2$

a, b : dimension de la section du béton du poteau

il faut assurer que : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

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

On tire de l'équation de N_u la valeur de B_r telle que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,66 N_u \text{ cm}^2$$

➤ **Le minimum requis par le "RPA99 version 2003"**

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

Poteau rectangulaire ou carrée

$$\min(a, b) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

➤ **Vérification de la section trouvée à l'ELS**

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS « N_s » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_{Ser} : Effort normal à l'ELS tel que $N_{Ser} = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.

Q : Surcharge d'exploitation.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\text{Obtient : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque

-D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

-Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher, poutres et chaînages

II.5.1.Choix du poteau le plus sollicité :

- Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C-6 ».

La surface reprise par le poteau :

- La surface complète : $S = (3.75/2) + (3.50/2) \times (4.00/2) + (3.50/2) = 13,60 \text{ m}^2$

II.5.2. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a. Niveau terrasse :

Poids revenant à la terrasse inaccessible (dalle machine) :

G . Plancher = $G \times S_{PT} \dots \dots \dots 6.83 \times 13.60 = 92.89 \text{ KN}$.

G .Poutre .P : $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.40) \times (2.00 + 1.75)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$.

G .Poutre .S: $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.35) \times (1.87 + 1.75)] \times 25 = 09.50 \text{ KN}$.

Surcharges: $\dots \dots \dots 1 \times 13.60 = 13.60 \text{ KN}$.

G . Plancher terrasse = $G \times S_{PT} \dots \dots \dots 6.83 \times 13.60 = 92.89 \text{ KN}$.

G .Poutre .P : $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.40) \times (2.00 + 1.75)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$.

G .Poutre .S: $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.35) \times (1.87 + 1.75)] \times 25 = 09.50 \text{ KN}$.

Surcharges: $\dots \dots \dots 1 \times 13.60 = 13.60 \text{ KN}$.

NG = 227.28 KN

NQ = 27.20 KN.

b. Niveau étage courant :

G . Plancher = $G \times S_{PEC} \dots \dots \dots 5.28 \times 13.60 = 71.81 \text{ KN}$.

G .Poutre .P : $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.40) \times (2.00 + 1.75)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$.

G .Poutre .S: $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.35) \times (1.87 + 1.75)] \times 25 = 09.50 \text{ KN}$.

Surcharges: $\dots \dots \dots 1.50 \times 13.60 = 20.40 \text{ KN}$.

NG = 92.56 KN

NQ = 20.40 KN.

c. Niveau 2ème étage:

G . Plancher = $G \times S_{PEC} \dots \dots \dots 5.28 \times 13.60 = 71.81 \text{ KN}$.

G .Poutre .P : $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.40) \times (2.00 + 1.75)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$.

G .Poutre .S: $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.35) \times (1.87 + 1.75)] \times 25 = 09.50 \text{ KN}$.

Surcharges: $\dots \dots \dots 2.50 \times 13.60 = 34.00 \text{ KN}$.

NG = 92.56 KN

NQ = 34.00 KN.

d. Niveau entre sol ; R.D.C et 1er étage:

G . Plancher = $G \times S_{PEC} \dots \dots \dots 5.28 \times 13.60 = 71.81 \text{ KN}$.

G .Poutre .P : $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.40) \times (2.00 + 1.75)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$.

G .Poutre .S: $\dots \dots \dots [(0.3 \times 0.35) \times (1.87 + 1.75)] \times 25 = 09.50 \text{ KN}$.

Surcharges: $\dots \dots \dots 4.00 \times 13.60 = 54.40 \text{ KN}$.

NG = 92.56 KN

NQ = 54.40 KN.

e. Niveau Sous sol:

G . Plancher =GxS_{PEC}.....5.28x 13.60 = 71.81 KN.
 G .Poutre .P :.....[(0.3x0.40) x (2.00 +1.75)] x25 = 11.25 KN.
 G .Poutre .S:.....[(0.3x0.35) x (1.87 +1.75)] x25 = 09.50 KN.
 Surcharges:.....2.50 x 13.60 = 34.00 KN.
NG =92.56 KN **NQ = 34.00 KN.**

Tableau II.9 : Les charges G et surcharges Q pour le poteau central.

Niveau	Charges « G » en KN	Surcharge « Q » en KN
Terrasse	227.28	27.20
étage courant	92.56	20.40
2ème étage	92.56	34.00
entre sol ; R.D.C et 1er étage	92.56	54.40
Sous sol	92.56	34.00

II.5.3.Estimation des sections droites :

$N_u = (1.35NG + 1.5NQ) \times \beta$

Avec : β : la majoration des charges appliquée

Pour une section carrée $Br = (a - 2)^2$ d'ou $a = \sqrt{Br + 2}$ (en cm)

➤ Pour les Poteaux centraux ($\beta = 1,1$)

Tableau II-10 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	NU(KN)	NU(KN)* β	Br(cm ²)	A(cm)	MIN RPAcm ²	AxB (cm ²)	Nser (kN)	σ_{ser} MPa	σ_{bc} MPa	ob s
terrass e	227.28	54.4	388.43	427.27	282.00	18.79	30x30	30x30	281.68	2.72	15	V ér
11	319.84	47.6	503.18	553.50	365.31	21.11	30x30	30x30	367.44	3.55	15	V ér
10	412.4	65.96	655.68	721.25	476.02	23.82	30x30	30x30	478.36	4.62	15	V ér
9	504.96	82.28	805.12	885.63	584.51	26.18	30x30	30x30	587.24	5.67	15	V ér
8	597.52	96.56	951.49	1,046.64	690.78	28.28	30x30	30x30	694.08	6.71	15	V ér
7	690.08	103.7	1,087.16	1,195.87	789.28	30.09	30x30	30x30	793.78	7.67	15	V ér
6	782.64	114.104	1,227.72	1,350.49	891.32	31.86	30x30	30x30	896.744	8.66	15	V ér
5	875.2	125.732	1,370.12	1,507.13	994.71	33.54	30x30	35x35	1000.93	7.11	15	V ér
4	967.76	136.544	1,511.29	1,662.42	1,097.20	35.12	30x30	35x35	1104.3	7.84	15	V ér
3	1060.32	146.54	1,651.24	1,816.37	1,198.80	36.62	30x30	35x35	1206.86	8.57	15	V ér
2	1152.88	166.464	1,806.08	1,986.69	1,311.22	38.21	30x30	40x40	1319.34	7.17	15	V ér
1	1245.44	198.56	1,979.18	2,177.10	1,436.89	39.91	30x30	40x40	1444	7.85	15	V ér
RDC	1338	229.568	2,150.65	2,365.72	1,561.37	41.51	30x30	40x40	1567.57	8.52	15	V ér
Entre sol	1430.56	259.488	2,320.49	2,552.54	1,684.67	43.04	30x30	45x45	1690.05	7.26	15	V ér
sous sol	1523.12	276.08	2,470.33	2,717.37	1,793.46	44.35	30x30	45x45	1799.2	7.73	15	V ér

II.5.4 Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

- **A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))**

$$\min(a, b) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

Pour la zone I on a :

Tableau II-11 : 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min}(30, 30) \geq 25$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$\text{Min}(30, 30) \geq 436 / 20 = 21,80 \text{ cm}$	Oui
$1/4 \leq (b/h) \leq 4$	$1/4 < (30 / 30) = 1 < 4$	Oui

B) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)** :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau II-12 : 2ème Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Niveaux	Nacc (kN)	fc28 (kN/cm2)	B (cm2)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$	Vérification
terrasse	427.27	2.5	900	0.19	Condition vérifiée
11ème étage	553.50	2.5	900	0.25	Condition vérifiée
10ème étage	721.25	2.5	900	0.32	Condition non vérifiée
9ème étage	885.63	2.5	900	0.39	Condition non vérifiée
8ème étage	1,046.64	2.5	900	0.47	Condition non vérifiée
7ème étage	1,195.87	2.5	900	0.53	Condition non vérifiée
6ème étage	1,350.49	2.5	900	0.60	Condition non vérifiée
5ème étage	1,507.13	2.5	1225	0.49	Condition non vérifiée
4ème étage	1,662.42	2.5	1225	0.54	Condition non vérifiée
3ème étage	1,816.37	2.5	1225	0.59	Condition non vérifiée
2ème étage	1,986.69	2.5	1600	0.50	Condition non vérifiée
1ère étage	2,177.10	2.5	1600	0.54	Condition non vérifiée
RDC	2,365.72	2.5	1600	0.59	Condition non vérifiée
1ér étage sous sol	2,552.54	2.5	2025	0.50	Condition non vérifiée
2ème étage sous sol	2,717.37	2.5	2025	0.54	Condition non vérifiée

Puisque les dernières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des poteaux qui sont présentées dans le tableau suivant :

Tableaux II-13 : de redimensionnement de la section des poteaux

Niveaux	Nacc (kN)	fc28 (kN/cm2)	B (cm2)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$	Vérification
terrasse	427.27	2.5	1600	0.11	Condition vérifiée
11ème étage	553.50	2.5	1600	0.14	Condition vérifiée
10ème étage	721.25	2.5	1600	0.18	Condition vérifiée
9ème étage	885.63	2.5	1600	0.22	Condition vérifiée
8ème étage	1,046.64	2.5	1600	0.26	Condition vérifiée
7ème étage	1,195.87	2.5	1600	0.30	Condition vérifiée
6ème étage	1,350.49	2.5	1600	0.34	Condition vérifiée
5ème étage	1,507.13	2.5	2500	0.24	Condition vérifiée
4ème étage	1,662.42	2.5	2500	0.27	Condition vérifiée
3ème étage	1,816.37	2.5	2500	0.29	Condition vérifiée
2ème étage	1,986.69	2.5	2500	0.32	Condition vérifiée
1ère étage	2,177.10	2.5	3600	0.24	Condition vérifiée
RDC	2,365.72	2.5	3600	0.26	Condition vérifiée
1ér étage sous sol	2,552.54	2.5	3600	0.28	Condition vérifiée
2ème étage sous sol	2,717.37	2.5	3600	0.30	Condition vérifiée

Conclusion

Pour faciliter la réalisation il est préférable de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau II.14 : Choix final des sections des poteaux carrés

Les niveaux	Les sections
11 ^{ème}	40x40
10 ^{ème}	40x40
9 ^{ème}	40x40
8 ^{ème}	40x40
7 ^{ème}	40x40
6 ^{ème}	40x40
5 ^{ème}	50x50
4 ^{ème}	50x50
3 ^{ème}	50x50
2 ^{ème}	50x50
1 ^{ère}	60x60
RDC	60x60
SS1	60x60
SS2	60x60

Tableau II.15 Tableau de vérification des poteaux au flambement

Niveau	(a,b)cm ²	l ₀ (m)	a(m)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ	λ ≤ 35
Sous sol	(60,60)	2.72	0.60	1.90	10.97	C.V
Entre sol ; RDC ; 1er étage	(60,60)	4.76	0.60	3.33	19.23	C.V
2eme étage	(50,50)	4.76	0.50	3.33	23.07	C.V
3eme ; 4eme et 5eme étage	(50,50)	3.40	0.50	2.38	16.49	C.V
6eme ; 7eme ; 8eme ; 9eme ; 10eme et 11eme étage	(40,40)	3.40	0.40	2.38	20.61	C.V

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}}$$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

II.6. Pré dimensionnement des Voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de *RPA99 version 2003*

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

On a deux types des voiles :

II.6.1. Voile de contreventement :

Zone de Tiaret { - nombre d'étages ≥ 4
- la hauteur ≥ 12 m

II.6.2. Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

D'après le *RPA99 version 2003* article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

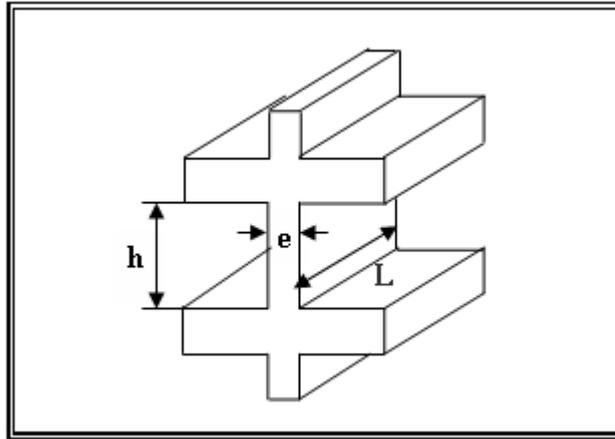


Figure II.5. : Coupe de voile en élévation

Pour notre cas on prend:

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

$$\text{Donc: } a \geq h_e / 22$$

Pour notre projet :

▪ **Sou sol:**

$$h_e = 2,72 - 0,40 = 2,32\text{m}$$

$$a \geq 232 / 22 = 10,55\text{cm} \implies a = 15\text{cm}$$

▪ **Etage courant :**

$$h_e = 3,40 - 0,40 = 3,00\text{m}$$

$$a \geq 300 / 22 = 13,64\text{cm} \implies a = 15\text{cm}$$

▪ **Entre sol ,Rez-de-chaussée ,1ère ,2 eme :**

$$h_e = 4,76 - 0,40 = 4,36\text{m}$$

$$a \geq 436 / 22 = 19,82 \text{ cm} \implies a = 20\text{cm}$$

Les Conditions d'abouts :

$$- e \geq 15$$

$$- L \geq 4e$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : **a = 20 cm.**

Tableau II.16 : Choix final d'épaisseur pour les voiles

Niveau	Hauteur (cm)	Epaisseur a (cm)
Entresol	232	20
Sous sol	436	20
RDC	436	20
1 ^{er} ,2eme Etage	436	20
Etages courant	300	20

▪ **la longueur:**

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : **L ≥ 80 cm.**

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1-Introduction :

les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III-1-1-Etude de l'acrotère

III-1-1-1-Introduction

L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité totale en formant un écran pour toute chute. L'étude sera faite sur une bande de **1,00m**.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q=1,0 \text{ kN}$$

- Hauteur = 60 cm.
- Epaisseur = 10 cm.

III.1.1.2. Evaluation Des Charges

a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,10 + 0,102 + 0,08 + 0,5 = 1,38 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimetre}} = 14 \times 0,02 \times 1,38 = 0,39 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,12 \text{ kN/ml}$$

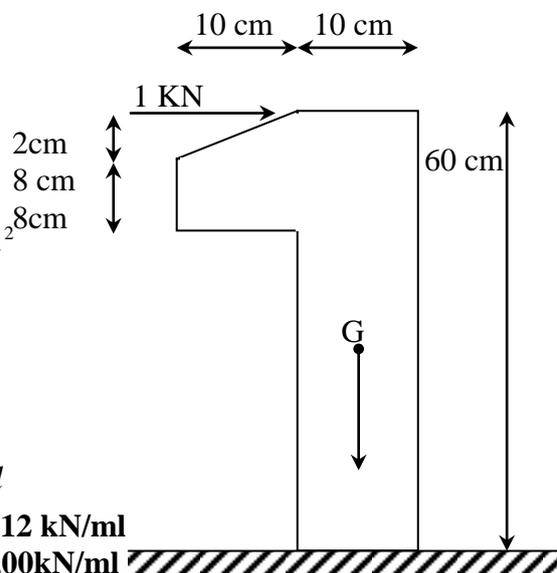
$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

- Calcul de l'excentricité : (centre de pression)

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,86} = 0,32 \text{ m} \\ \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,017 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e > \frac{h_t}{6}$$

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et sollicitations



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

On vérifie si la section est partiellement comprimée.

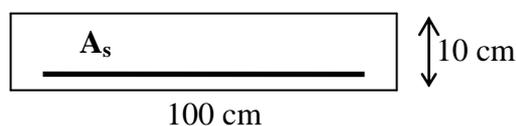
$$N_u \cdot (d - c') - M_u \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_u = 2,86 \times (0,90 \times 0,1 - 0,01) - 0,90 = -0,671 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,01) \times 1 \times 0,1 \times 14,2 \times 10^3 = 36,35 \text{ KN.m}$$

Donc :

$-0,671 \text{ KN.m} < 36,35 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, et le calcul se fait en flexion simple pour une section $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.



III.1.1.3. Ferrailage de l'acrotère

▪ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U):**

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 2,12 = 2,86 \text{ KN}$$

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

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de l'acrotère.

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

$$M_u = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u = 2,86 \times (0,32 + 0,09 - 0,05) = 1,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc}.b.d^2}$$

$$\mu = \frac{1,03}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,09)^2} = 0,0089 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0111$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 34,18 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1,03 \times 10^3}{8,96 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{s1} = 0,33 - \frac{2,86 \times 10}{348} = 0,248 \text{ cm}^2$$

A_s : Armature en flexion simple.

A_{s1} : Armature en flexion composée.

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45.d}{e - 0,185.d}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{32 - 0,45 \times 9}{32 - 0,185 \times 9} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

alors : $A_s = \max [A_{s1} ; A_{\min}] = 1,00 \text{ cm}^2$.

Soit **5 Ø6/ml** ($A_s = 1,41 \text{ cm}^2$). avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

▪ **Etat limite de service (E.L.S):**

$$N_{\text{ser}} = G = 1,73 \text{ KN}$$

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

$$\begin{cases} e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,73} = 0,35 \text{ m.} \\ \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e > \frac{h_t}{6}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait en flexion simple.

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 1,73 \times (0,32 + 0,09 - 0,05) = 0,623 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est préjudiciable car l'acrotère est exposée aux intempéries, la contrainte de traction est limitée à :

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \text{ avec : } \eta = 1,6 \text{ pour H.A.}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0,623}{201,63 \times 10^3 \times 1 \times (0,09)^2} = 0,0004 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0,187 \Rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \varepsilon_{cs} = 10\text{‰}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

On prend les valeurs de β et K du tableau :

$$\mu = 0,0004 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9648 \\ k_1 = 127,22 \\ \alpha_1 = 0,105 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{201,63}{127,22} = 1,585 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,585 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$A_s = \frac{0,623 \times 10^3}{0,9648 \times 9 \times 201,63} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A'_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

$$A_{s1} = 0,36 - \frac{1,73 \times 10}{201,63} = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.1.1.4. Vérifications :

a. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 Ø6/ml** ($A_s = 1,41 \text{ cm}^2$)

b. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_\mu = \frac{T}{b.d}$$

$$T = 1,5.Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 9} = 0,017 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_\mu} = \min(0,1.f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_\mu} = \min(0,1 \times 25; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_\mu} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_\mu} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vé}ri \text{fi}é$$

c. Vérification des contraintes :

$$D = \frac{15.A_s}{b}$$

$$D = \frac{15 \times 1,41}{100} = 0,21 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d$$

$$E = 2 \times 0,21 \times 9 = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Y : Distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée.

$$Y = -0,21 + \sqrt{(0,21)^2 + 3,78} = 1,75 \text{ cm}$$

d. Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b.Y^3}{3} + 15.A_s.(d - Y)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times (1,75)^3}{3} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2$$

$$I_0 = 129034 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}.Y}{I_0}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,623 \times 10^3}{129034} \times 1,75 = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ C. Vé}ri \text{fi}é$$

e. Vérification du ferrailage :

D'après le R.P.A. 99 (Article 6.2.3. Page 43), les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formules :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : Coefficient d'accélération $\rightarrow A = 0,08$

C_p : Facteur de force horizontale $\rightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré $\rightarrow W_p = G + P_v$ ($P_v=0$)

$$W_p = 1,73 \text{ KN}$$

Il faut vérifier si : $F_p \leq Q$

$$Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 1,73 = 0,44 \text{ KN}$$

Donc : $F_p \leq Q$

Le ferrailage calculé résiste bien aux efforts extérieurs.

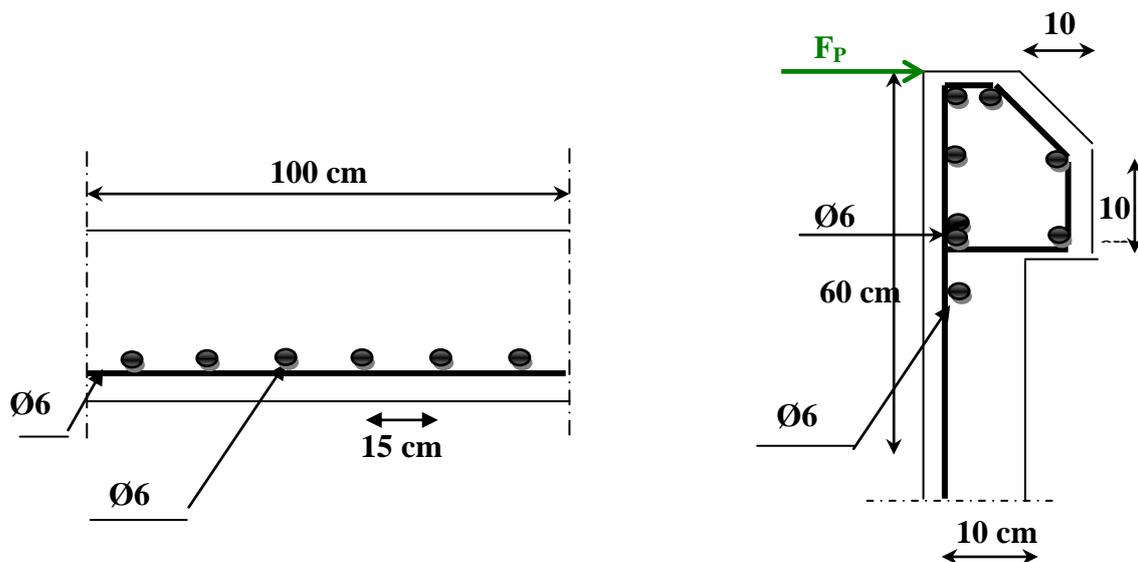


Figure III.2 coupe de l'acrotère

III.2. Etude des planchers

III.2..1. Introduction

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles, doivent supporter leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs ; d'autres parts ils doivent isoler les différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte un seul type de plancher :

- Plancher en corps creux

III.2.2. Plancher a corps creux

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

- Système porteurs c'est à dire les poutrelles et la table de compression de 5 cm.
- Système coffrant c'est à dire les corps creux de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$

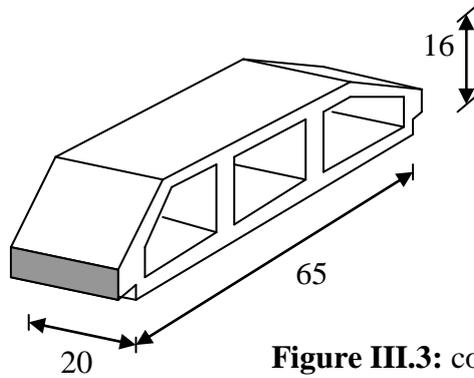


Figure III.3: corps creux

Le bloc à étudier étant une construction courante, dont le type de plancher à adopter est à corps creux avec des surcharges modérées.

Les poutrelles sont continues est disposées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Le plancher à corps creux est considéré comme un élément travaillant dans une seule direction.

III.2.3.Calcul des poutrelles :

a-Dimensionnement :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une section en T.

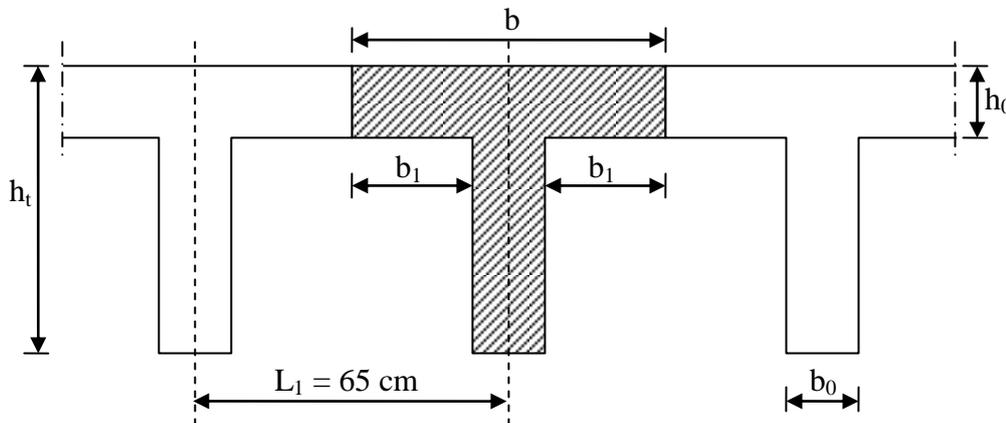


Figure III.4: Coupe de section en T

- La hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher, donc $h_t = 20$ cm.
- L'épaisseur de la nervure est : $h_0 = 4$ cm
- La largeur de la nervure est : $b_0 = 12$ cm

$$b_1 = \min \begin{cases} (L_1 - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ L/10 = 315/10 = 31,5 \text{ cm} \\ 6.h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 26,5$ cm

$$B = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

III.2.4. Calcul des efforts dans la poutrelle :

a-Chargement qui arrive à la poutrelle :

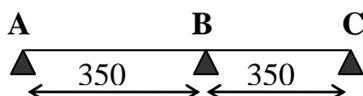
Tableau III.1.Charge et surcharge des planchers

Type de plancher	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u=b\times(1,35G+1,5Q)$	ELS[KN/ml] $q_s=b\times(G+Q)$
Terrasse	6.83	1.00	0.65	6.97	5.09
étage courant	5.28	1.50	0.65	6.10	4.41
2ème étage	5.28	2.50	0.65	7.07	5.06
Entre sol ; R.D.C et 1 ^{er} étage	5.28	4.00	0.65	8.53	6.03
Sous sol	5.28	2.50	0.65	7.07	5.06

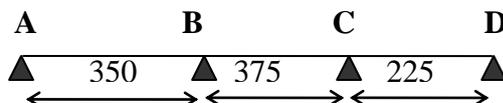
N.B : pour le calcul de plancher on utilise le chargement le plus défavorable
 $q_u = 8.53$ KN/ml $q_s = 6.03$ KN/ml

b. Type des poutrelles :

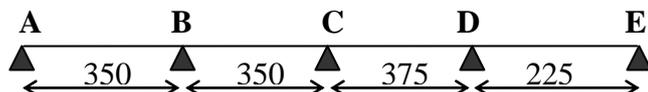
Type 1 :



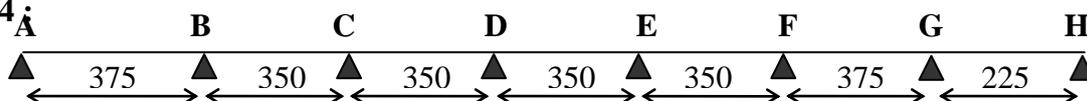
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



III.2.5.Méthode de calcul :

Pour le calcul de ce type de plancher, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où applicable.

a-Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Selon l'article B 6.2,210 de C.B.A 93 cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5KN/m². $Q \leq (2.G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.
3. Le rapport des portées continues est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$
4. Les fissurations sont considérées comme peu nuisible.

b-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q \leq (2.G ; 5) \text{ KN/m}^2$. $4 \leq (2 \times 5.28 ; 5) \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité..... Condition vérifiée.
3. Le rapport des portées continues est compris entre 0,8 et 1,25..... condition n'est pas vérifier

$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	$\frac{225}{375} = 0.60$	$\frac{375}{350} = 1.07$	$\frac{350}{350} = 1$	$\frac{375}{225} = 1.67$
-----------------------	--------------------------	--------------------------	-----------------------	--------------------------

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

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifier car :

$$\frac{2.25}{3.75} = 0.60 \notin [0.80; 1.25] \text{ . donc en applique la méthode de CAQUOT}$$

III.2.6. Calcul du plancher (Méthode de Caquot) :

• **Combinaison des charges :**

a) A L'E.L.U :

On utilise la méthode de Caquot puisqu'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est vérifiée (celle des rapports des portées successives). En réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur (2/3) d'après BAEL 91

Plancher Entre sol ; R.D.C et 1^{er} étage :

➤ **En appuis :**

qu *réduit* = $b \times (1,35 \times 2/3 \times G + 1,5Q)$
qu *réduit* = $0.65 \times (1,35 \times 2/3 \times 5.28 + 1,5 \times 4) = 6.99 \text{ KN/ml}$

➤ **En travée :**

qu *réel* = $b \times (1,35 \times G + 1,5Q)$
qu *réel* = $0.65 \times (1,35 \times 5.28 + 1,5 \times 4) = 8.53 \text{ KN/ml}$

b) A L'E.L.S:

Plancher Entre sol ; R.D.C et 1^{er} étage :

➤ **En appuis :**

qs *réduit* = $b \times (2/3 \times G + Q)$
qs *réduit* = $0.65 \times (2/3 \times 5.28 + 4) = 4.89 \text{ KN/ml}$

➤ **En travée :**

qu *réel* = $b \times (G + Q)$
qu *réel* = $0.65 \times (5.28 + 4) = 6.03 \text{ KN/ml}$

qu = 8.53 KN/ml

$$q_s = 6.03 \text{ KN/ml}$$

$$L' = L \text{ (travée de rive)}$$

$$L' = 0.8L \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$q_u^{\text{reduit}} = 1.35 \left(2 \cdot \frac{G}{3} \right) + 1.5 Q$$

$$M_{\text{ap}} = k \left(\frac{G_w \times l_w'^3 + G_e \times l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} + \frac{P_w l_e'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_e' + l_w')} \right)$$

$$\text{Avec } K = \frac{2}{3} = 0.66$$

III.2.7. Calcul des sollicitations pour le type 5 (E.L.U)

a. Plancher Entre sol ; R.D.C et 1^{er} étage : Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,28 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \cdot 5,28 + 1,5 \cdot 4) \times 0,65 = 8,53 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8,53 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

- **Partie AB et HI:**

$$M_{0AB} = q l^2 / 8 = 8.53 \cdot 2.25^2 / 8 = 5,40 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC et GH:**

$$M_{0BC} = q l^2 / 8 = 14,99 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD ;DE ;EF et FG:**

$$M_{0CD} = q l^2 / 8 = 13,06 \text{ KN.m}$$

les moments sur appuis sont :
$$M_{\text{ap}} = k \left(\frac{G_w \times l_w'^3 + G_e \times l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} + \frac{P_w l_e'^3 + P_e l_w'^3}{8.5(l_e' + l_w')} \right)$$

$$M_{\text{Aap}} = 0$$

$$M_{\text{Bap}} = 0,66 \left(\frac{8,53 \times (2,25)^3 + 8,53 \times (3)^3}{8,5(2,25 + 3)} + \frac{4 \times (2,25)^3 + 4 \times (3)^3}{8,5(2,25 + 3)} \right) = 7,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Cap}} = 0,66 \left(\frac{8,53 \times (3)^3 + 8,53 \times (2,8)^3}{8,5(3 + 2,8)} + \frac{4 \times (3)^3 + 4 \times (2,8)^3}{8,5(3 + 2,8)} \right) = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Dap}} = 0,66 \left(\frac{8,53 \times (2,8)^3 + 8,53 \times (2,8)^3}{8,5(2,8 + 2,8)} + \frac{4 \times (2,8)^3 + 4 \times (2,8)^3}{8,5(2,8 + 2,8)} \right) = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Eap}} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Fap}} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Gap}} = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Hap}} = 7,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{Iap}=0$$

➤ les moments en travée

Travée A.B

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

$$X = \frac{2,25}{2} + \left(\frac{7,11 - 0}{8,53 \times 2,25} \right) = 1,50 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = \frac{8,53 \times 2,25}{2} \cdot 1,50 - \frac{8,53}{2} \cdot 1,5^2 + \frac{(7,11 - 0)}{2,25} \cdot 1,5 = \mathbf{9,54 \text{ KN.m}}$$

Travée B.C

$$X = \frac{3}{2} + \left(\frac{8,21 - 7,11}{8,53 \times 3} \right) = 1,54 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{8,53 \cdot 3}{2} \cdot 1,54 - \frac{8,53}{2} \cdot 1,54^2 + \frac{(8,21 - 7,11)}{3} \cdot 1,54 = \mathbf{10,15 \text{ KN.m}}$$

Travée C.D

$$X = \frac{2,8}{2} + \left(\frac{7,63 - 8,21}{8,53 \times 2,8} \right) = 1,38 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{8,53 \cdot 2,8}{2} \cdot 1,38 - \frac{8,53}{2} \cdot 1,38^2 + \frac{(7,63 - 8,21)}{2,8} \cdot 1,38 = \mathbf{8,07 \text{ KN.m}}$$

Travée D.E

$$X = \frac{2,8}{2} + \left(\frac{7,63 - 7,63}{8,53 \times 2,8} \right) = 1,4 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{8,53 \cdot 2,8}{2} \cdot 1,4 - \frac{8,53}{2} \cdot 1,4^2 + \frac{(7,63 - 7,63)}{2,8} \cdot 1,4 = \mathbf{8,36 \text{ KN.m}}$$

Travée E.F

$$X = \frac{2,8}{2} + \left(\frac{7,63 - 7,63}{8,53 \times 2,8} \right) = 1,4 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{8,53 \cdot 2,8}{2} \cdot 1,4 - \frac{8,53}{2} \cdot 1,4^2 + \frac{(7,63 - 7,63)}{2,8} \cdot 1,4 = \mathbf{8,36 \text{ KN.m}}$$

Travée F.G

$$M_t = 8,07 \text{ KN.m}$$

Travée G.H

$$M_t = 10,15 \text{ KN.m}$$

Travée H.I

$$M_t = 9.54 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.25}{2} = 9.60$$

$$T_w = 9.60 + \frac{0 - 7.11}{2.25} = 6.44$$

$$T_e = -9.60 + \frac{0 - 7.11}{2.25} = -12.76$$

• **Travée BC :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 3}{2} = 12.80$$

$$T_w = 12.8 + \frac{7.11 - 8.21}{3} = 12.43$$

$$T_e = -12.8 + \frac{7.11 - 8.21}{3} = -13.17$$

• **Travée CD :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.8}{2} = 11.94$$

$$T_w = 11.94 + \frac{8.21 - 7.63}{2.8} = 12.15$$

$$T_e = -11.94 + \frac{8.21 - 7.63}{2.8} = -11.73$$

• **Travée DE :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.8}{2} = 11.94$$

$$T_w = 11.94 + \frac{7.63 - 7.63}{2.8} = 11.94$$

$$T_e = -11.94 + \frac{7.63 - 7.63}{2.8} = -11.94$$

• **Travée EF :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.8}{2} = 11.94$$

$$T_W = 11.94 + \frac{7.63 - 7.63}{2.8} = 11.94$$

$$T_e = -11.94 + \frac{7.63 - 7.63}{2.8} = -11.94$$

• **Travée FG :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.8}{2} = 11.94$$

$$T_W = 11.94 + \frac{7.63 - 8.21}{2.8} = 11.73$$

$$T_e = -11.94 + \frac{7.63 - 8.21}{2.8} = -12.15$$

• **Travée GH :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 3}{2} = 12.80$$

$$T_W = 12.8 + \frac{8.21 - 7.11}{3} = 13.17$$

$$T_e = -12.8 + \frac{8.21 - 7.11}{3} = -12.43$$

• **Travée HI :**

$$T_0 = \frac{8.53 \cdot 2.25}{2} = 9.60$$

$$T_W = 9.60 + \frac{7.11 - 0}{2.25} = 12.76$$

$$T_e = -9.60 + \frac{7.11 - 0}{2.25} = -6.44$$

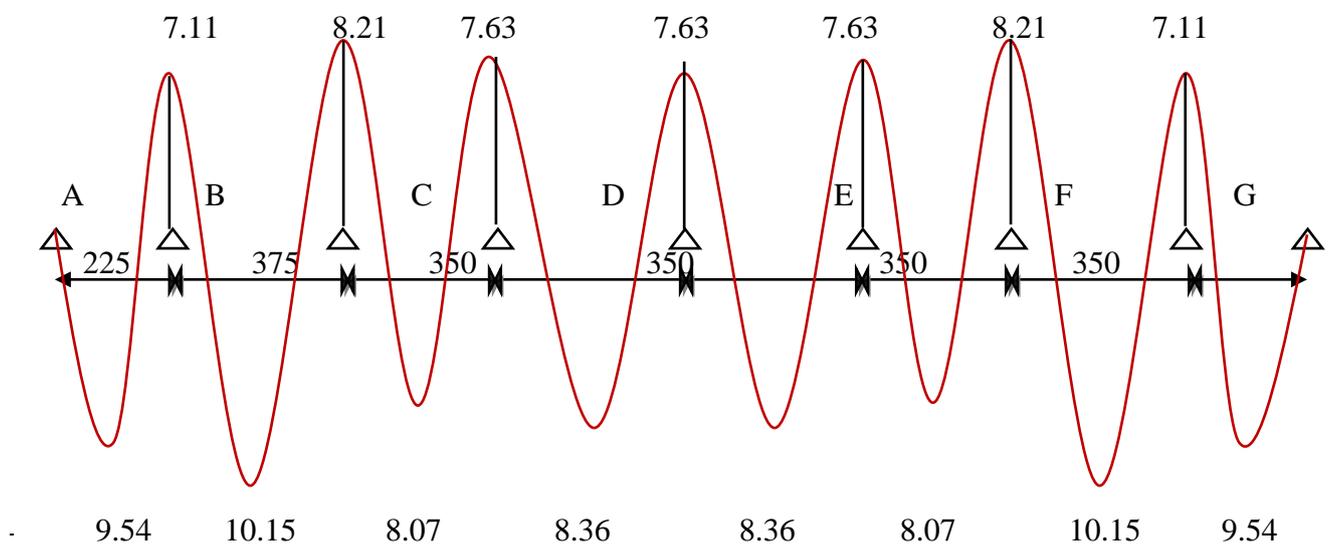


Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] ELU

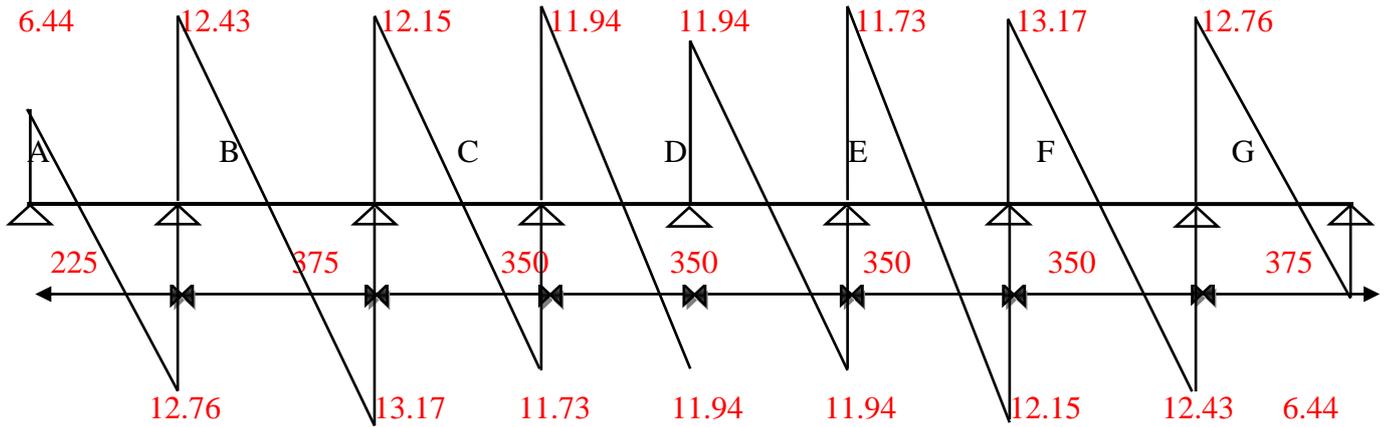


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants

a. Plancher Entre sol ; R.D.C et 1^{er} étage : Calcul des charges par mètre linéaire

G = 5,28 KN/m²

P = 4 KN/m²

q s = (G + Q) x 0,65=(5.28 + 4) x 0,65=6,03KN/ml

qs= 6,03KN/ml à E.L.S

- **Partie AB et HI:**

$M_{0AB} = ql^2/8 = 6.03 \cdot 2.25^2 / 8 = 3,82 \text{ KN.m}$

- **Partie BC et GH:**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 10,60 \text{ KN.m}$

- **Partie CD ;DE ;EF et FG:**

$M_{0CD} = ql^2/8 = 9,23 \text{ KN.m}$

les moments sur appuis sont : $M_{ap} = k \left(\frac{G_w \times l'^3_w + G_e \times l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)} + \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$

$M_{Aap} = 0$

$M_{Bap} = 0,66 \left(\frac{6,03 \times (2,25)^3 + 6,03 \times (3)^3}{8,5(2,25 + 3)} + \frac{4 \times (2,25)^3 + 4 \times (3)^3}{8,5(2,25 + 3)} \right) = 5,69 \text{ KN.m}$

$M_{Cap} = 0,66 \left(\frac{6,03 \times (3)^3 + 6,03 \times (2,8)^3}{8,5(3 + 2,8)} + \frac{4 \times (3)^3 + 4 \times (2,8)^3}{8,5(3 + 2,8)} \right) = 6,57 \text{ KN.m}$

$M_{Dap} = 0,66 \left(\frac{6,03 \times (2,8)^3 + 6,03 \times (2,8)^3}{8,5(2,8 + 2,8)} + \frac{4 \times (2,8)^3 + 4 \times (2,8)^3}{8,5(2,8 + 2,8)} \right) = 6,11 \text{ KN.m}$

$M_{Eap} = 6,11 \text{ KN.m}$

$M_{Fap} = 6,11 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{Gap}}=6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Hap}}=5,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Iap}}=0$$

➤ les moments en travée

Travée A.B

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

$$X = \frac{2,25}{2} + \left(\frac{5,69 - 0}{6,03 \times 2,25} \right) = 1,54 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = \frac{6,03 \cdot 2,25}{2} \cdot 1,54 - \frac{6,03}{2} \cdot 1,54^2 + \frac{(5,69 - 0)}{2,25} \cdot 1,54 = \mathbf{7,19 \text{ KN.m}}$$

Travée B.C

$$X = \frac{3}{2} + \left(\frac{6,57 - 5,69}{6,03 \times 3} \right) = 1,55 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6,03 \cdot 3}{2} \cdot 1,55 - \frac{6,03}{2} \cdot 1,55^2 + \frac{(6,57 - 5,69)}{3} \cdot 1,55 = \mathbf{7,23 \text{ KN.m}}$$

Travée C.D

$$X = \frac{2,8}{2} + \left(\frac{6,11 - 6,57}{6,03 \times 2,8} \right) = 1,37 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6,03 \cdot 2,8}{2} \cdot 1,37 - \frac{6,03}{2} \cdot 1,37^2 + \frac{(6,11 - 6,57)}{2,8} \cdot 1,37 = \mathbf{5,68 \text{ KN.m}}$$

Travée D.E

$$X = \frac{2,8}{2} + \left(\frac{6,11 - 6,11}{6,03 \times 2,8} \right) = 1,4 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6,03 \cdot 2,8}{2} \cdot 1,4 - \frac{6,03}{2} \cdot 1,4^2 + \frac{(6,11 - 6,11)}{2,8} \cdot 1,4 = \mathbf{5,91 \text{ KN.m}}$$

Travée E.F

$$M_t = 5,91 \text{ KN.m}$$

Travée F.G

$$M_t = 5,68 \text{ KN.m}$$

Travée G.H

$$M_t = 7,23 \text{ KN.m}$$

Travée H.I

$$M_t = 7,19 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant T :**

- **L'effort tranchant est donnée par :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

• **Travée AB :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.25}{2} = 6.78$$

$$T_w = 6.78 + \frac{0 - 5.69}{2.25} = 4.25$$

$$T_e = -6.78 + \frac{0 - 5.69}{2.25} = -9.31$$

• **Travée BC :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 3}{2} = 9.05$$

$$T_w = 9.05 + \frac{5.69 - 6.57}{3} = 8.76$$

$$T_e = -9.05 + \frac{5.69 - 6.57}{3} = -9.34$$

• **Travée CD :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.8}{2} = 8.44$$

$$T_w = 8.44 + \frac{6.57 - 6.11}{2.8} = 8.60$$

$$T_e = -8.44 + \frac{6.57 - 6.11}{2.8} = -8.28$$

• **Travée DE :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.8}{2} = 8.44$$

$$T_w = 8.44 + \frac{6.11 - 6.11}{2.8} = 8.44$$

$$T_e = -8.44 + \frac{6.11 - 6.11}{2.8} = -8.44$$

- **Travée EF :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.8}{2} = 8.44$$

$$T_w = 8.44 + \frac{6.11 - 6.11}{2.8} = 8.44$$

- $T_e = -8.44 + \frac{6.11 - 6.11}{2.8} = -8.44$

- **Travée FG :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.8}{2} = 8.44$$

$$T_w = 8.44 + \frac{6.11 - 6.57}{2.8} = 8.28$$

$$T_e = -8.44 + \frac{6.11 - 6.57}{2.8} = -8.60$$

- **Travée GH :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 3}{2} = 9.05$$

$$T_w = 9.05 + \frac{6.57 - 5.69}{3} = 9.34$$

$$T_e = -9.05 + \frac{6.57 - 5.69}{3} = -8.76$$

- **Travée HI :**

$$T_0 = \frac{6.03 \cdot 2.25}{2} = 6.78$$

$$T_w = 6.78 + \frac{5.69 - 0}{2.25} = 9.31$$

$$T_e = -6.78 + \frac{5.69 - 0}{2.25} = -4.25$$

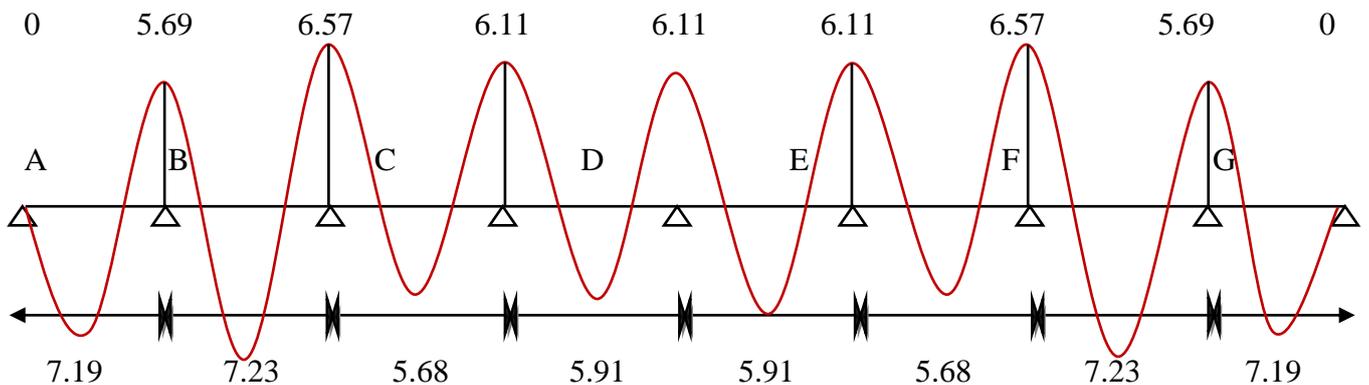


Figure III.7 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] ELS

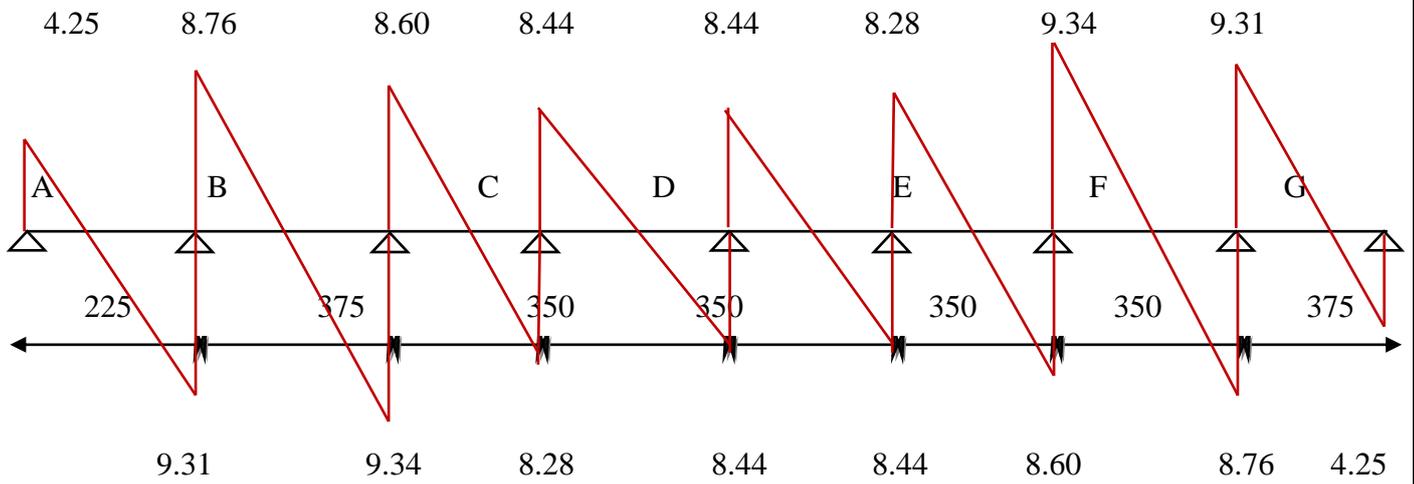


Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants ELS

Niveau	Type poutrelle	Travée	Mt (KN.m)		Appui	Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
			ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
Plancher Entre sol ; R.D.C et 1 ^{er} étage	5								
		AB	9.54	7.19	A	0	0	6.44 ; -12.76	4.25 ; -9.31
		BC	10.15	7.23	B	7.11	5,69	12.43 ; -13.17	8.76 ; -9.34
		CD	8.07	5.68	C	8.21	6,57	12.15 ; -11.73	8.60 ; -8.28
		DE	8.36	5.91	D	7,63	6,11	11.94 ; -11.94	8.44 ; -8.44
		EF	8.36	5.91	E	7,63	6,11	11.94 ; -11.94	8.44 ; -8.44
		FG	8.07	5.68	F	7,63	6,11	11.73 ; -12.15	8.28 ; -8.60
		GH	10.15	7.23	G	8.21	6,57	13.17 ; -12.43	9.34 ; -8.76
		HI	9.54	7.19	H	7.11	5,69	12.76 ; -6.44	9.31 ; -4.25
				I	0	0			

Tableau III.2 récapitulatif des moments et des efforts tranchants

III.2.9. Calcul du ferrailage

a- E.L.U :

Le calcul du ferrailage se fait pour le cas le plus défavorable.

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

- En travée :
- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

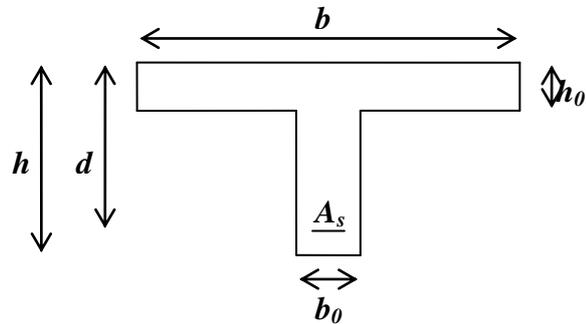


Figure III.9 Dimensions des poutrelles

Avec ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 MPa. ; b = 65cm ; h_0 = 4cm ; d = 0,9h = 18cm$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 KN.m$$

$$M_{tab} = 59,07 KN.m > M_t^{max} = 10,15 KN.m$$

⇒ Alors l'axe neutre est dans la table de compression, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance d'après BAEL 91 modifié 99 ; on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

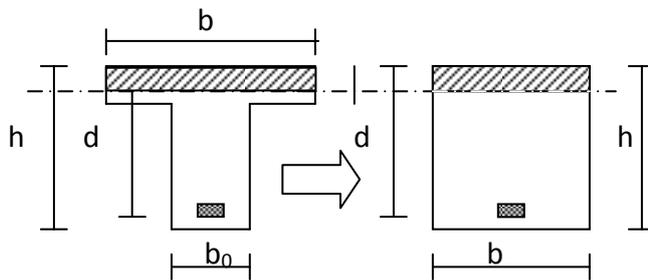


Figure III.10: Coupe de section rectangulaire et section en T

- Pour les appuis, la section à considérer est : $b_0 \times h$
- Pour les travées, la section à considérer est : $b \times h$

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,15}{14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times (0,18)^2}$$

$$\mu = 0,0339 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0431$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 17,69 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10,15 \times 10^3}{17,69 \times 348} \Rightarrow A_s = 1,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 T10 fil** ; ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$).

✓ **Appuis de rive :**

La zone tendue se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fait sur une section ($b_0 \times h$).

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{f_{bc} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{7,11}{14,2 \times 10^3 \times 0,12 \times (0,18)^2}$$

$$\mu = 0,1288 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1729$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 16,76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7,11 \times 10^3}{16,76 \times 348} \Rightarrow A_s = 1,22 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1 T14 fil** ; ($A_s = 1,54 \text{ cm}^2$).

✓ **Appuis centraux :**

$$\mu = \frac{M_{ac}^{\max}}{f_{bc} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{8,21}{14,2 \times 10^3 \times 0,12 \times (0,18)^2}$$

$$\mu = 0,1487 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,2022$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 16,54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ac}^{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,21 \times 10^3}{16,54 \times 348} \Rightarrow A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1 T14 fil + 1 T10 chap.** ; ($A_s = 2,33 \text{ cm}^2$).

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

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{6,03 \times (3,75)^2}{8} \Rightarrow M_{ser} = 10,60 \text{ KN.m}$$

▪ **Détermination de l'axe neutre :**

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène « S » (Position de l'axe neutre) et la fibre la plus comprimée.

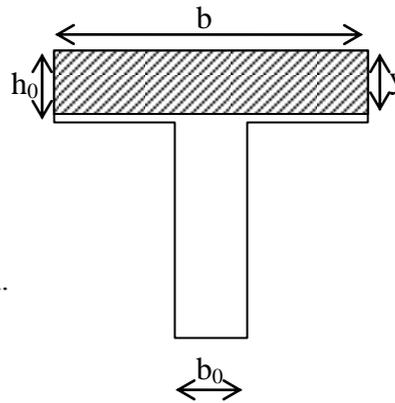
$$S = \frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s' \cdot (y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0.$$

$$n = 15 ; A_s' = 0 ; A_s = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 y^2 + 35,40 y - 637,20 = 0 \Rightarrow \boxed{y = 3,92 \text{ cm.}}$$

$$y = 3,92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression.



▪ **Moment d'inertie :** **Figure III.11:** Coupe de section en T (Position de l'axe neutre)

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

$$I = \frac{65 \times (3,92)^3}{3} + 15 \times 2,36 (18 - 3,92)^2$$

$$\Rightarrow I = 832304 \text{ cm}^4.$$

▪ **Calcul des contraintes :**

La section étant soumise à un moment « M_{ser} », donc la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre est :

▪ **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{10,60 \times 3,92 \times 10^3}{832304}$$

$$\sigma_{bc} = 4,99 \text{ MPa.}$$

▪ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = \frac{15 \times 10,60 (18 - 3,92) \times 10^3}{832304}$$

$$\sigma_s = 268,98 \text{ MPa.}$$

* Puisque la fissuration est peu nuisible donc :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3,91 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 268,98 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

▪ **En travée :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ adoptée} = \max (A_{\min} ; A_s) = \max (1,41 ; 2,36 \text{ cm}^2).$$

$$A_s \text{ adoptée} = 2,36 \text{ cm}^2.$$

▪ **En appuis :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ adoptée} = \max(A_{\min}; A_s) = \max(0,26; 1,54 \text{ cm}^2).$$

$$A_s \text{ adoptée} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

III.2.9.1. Vérifications diverses :

a- Cisaillement :

$$\tau_{\mu} = \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{13,17 \times 10}{12 \times 18} \Rightarrow \tau_{\mu} = 0,610 \text{ MPa.}$$

fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_{\mu}} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_{\mu}} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\mu} = 0,610 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\mu}} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc les armatures d'âme sont droite.

III.2.9.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(14; \frac{200}{35}; \frac{120}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(14; 5,71; 12 \text{ mm}) = 5,71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{2\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{2\pi \times (0,6)^2}{4} \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t \rightarrow 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

a. Espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40) \text{ cm} = S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

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

b. Vérification :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0 \cdot \sin \alpha} \geq \max\left(\frac{\tau_{\mu}}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{avec } \alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,57 \times 400}{15 \times 12} = 1,26 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Et on à :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_\mu - 0,23f_{t28}}{0,8f_e}$$

$$\frac{\tau_\mu - 0,23f_{t28}}{0,8f_e} = \frac{0,620 - 0,23 \times 2,1}{0,8 \times 400} = 4,28 \times 10^{-4}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57}{12 \times 15} = 3,17 \times 10^{-3} > 4,28 \times 10^{-4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c. Encrage des armatures au niveau des appuis :

T = 13,17 KN

M_a = 8,21 KN.m

$F_b = \frac{M_a}{Z}$; Z = 0,9.d.

$F_b = \frac{8,21}{0,9 \times 0,18} \Rightarrow F_b = 50,68 \text{KN} > T = 13,17 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

d. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de la compression dans la bielle est :

$\sigma_{bc} = \frac{F_b}{S}$ avec : $\sigma_{bc} < f_{bc}$

$F_b = T\sqrt{2}$ (état d'équilibre)

$S = \frac{a \cdot \sqrt{2}}{2} \cdot b_0$

Donc :

$\sigma_{bc} = \frac{2T}{a \cdot b_0} \Rightarrow a \geq \frac{2T}{b_0 \cdot f_{bc}}$

$a \geq \frac{2 \times 13,17 \times 10}{12 \times 14,2} = 1,55 \text{ cm}$

on prend : a = 2 cm

$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 13,17 \times 10}{2 \times 12} = 10,98 \text{MPa} < f_{bc} = 14,2 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

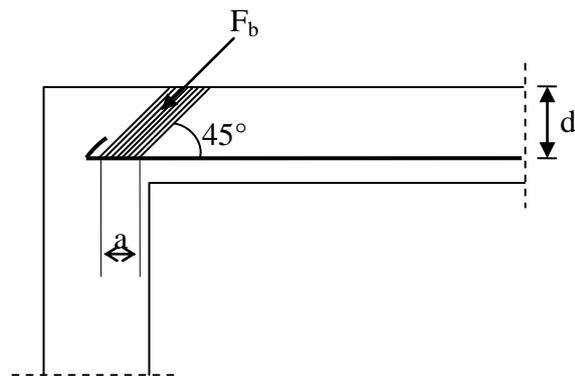


Figure III.11: schéma de la bielle d'about

e. Entraînement des armatures :

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$\tau_{se} = \frac{T}{n \cdot u \cdot Z}$

Avec :

T : Effort tranchant max.

u : Périmètre d'armature tendue.

Z = 0,9.d.

n : Nombre des armatures longitudinales tendues.

T = 13,17 KN.

$$u = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,5 = 3,14 \text{ cm.}$$

$$Z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,17 \times 10}{3 \times 3,14 \times 16,20} \Rightarrow \tau_{se} = 0,863 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \cdot \psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad \text{avec: } \psi_s = 1,5 \text{ (H.A).}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 2,1 = 6,3 \text{ MPa.}$$

donc :

$$\tau_{se} = 0,863 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 6,3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

f. Enclassement des armatures :

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec: } \psi_s = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_s = 2,84 \text{ MPa.}$$

g. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit L_s est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

Pour $\phi = 1 \text{ cm}$:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} \Rightarrow L_s = 35,21 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$, nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$r = 5,5 \phi$, pour les barres à H.A $\rightarrow r = 5,5 \text{ cm}$.

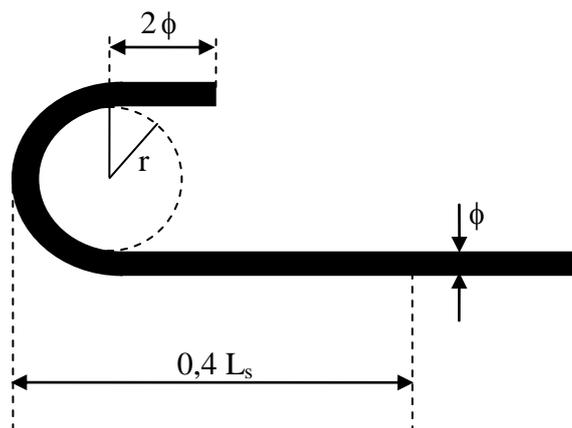


Figure III.12: schéma de la longueur de scellement

III.2.9.3. Calcul de la flèche

▪ Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{a,service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a,service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

▪ Vérification des conditions

$$a. \frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.75} = 0,053 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.75} = 0,053 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{7.23}{6.57} = 0,110 \rightarrow C.N.V$$

$$c. \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Puisque la dernière condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

▪ Centre de gravité de la section :

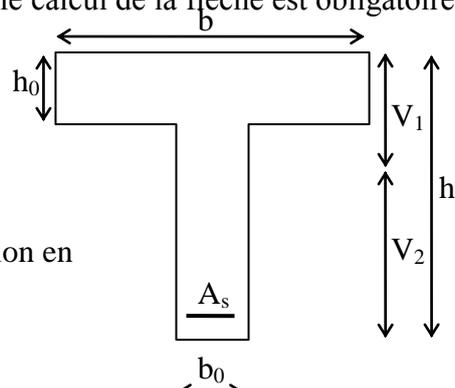


Figure III.13: Coupe de section en T (Position centre de gravité)

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{b \cdot h_0 \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{(h - h_0) \cdot b_0 \cdot (h - h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c}{b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + n \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \times (2 + 20 - 4) + \left[\frac{(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,36 \times 2}{65 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36}$$

$$Y_G = V_2 = 12,90 \text{ cm.}$$

$$V_1 = h - V_2 = 20 - 12,90 \Rightarrow V_1 = 7,10 \text{ cm.}$$

▪ **Calcul du moment d'inertie de la section rendue homogène :**

$$I_G = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times (7,10)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \times (7,10 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times (12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_G = 20021,06 \text{ cm}^4$$

▪ **Charges prises en compte :**

-Charge permanente avant mise du revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m.}$

-Charge permanente après mise du revêtement : $g = 5,28 \times 0,65 = 3,43 \text{ KN/m.}$

-Charge totale sans pondération (E.L.S) : $p = (4 + 5,28) \times 0,65 = 6,03 \text{ KN/m.}$

▪ **Moment correspondants :**

$$* M_j = 0,7 \times \frac{1,82 \times (3,75)^2}{8} = 2,24 \text{ KN.m.}$$

$$* M_g = 0,7 \times \frac{3,43 \times (3,75)^2}{8} = 4,22 \text{ KN.m.}$$

$$* M_p = 0,7 \times \frac{6,03 \times (3,75)^2}{8} = 7,42 \text{ KN.m.}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{si} = \frac{M_i}{A_s \cdot Z} \quad ; \quad A_s = 2,36 \text{ cm} \quad ; \quad Z = 16,20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{2,24 \times 10^3}{2,36 \times 16,20} = 58,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{4,22 \times 10^3}{2,36 \times 16,20} = 110,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{7,42 \times 10^3}{2,36 \times 16,20} = 194,08 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_i = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si} + f_{t28})} \right]$$

Avec:

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} \Rightarrow \rho = 0,0109$$

donc:

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0109 \times 58,59 + 2,1)} \right] = 0,39$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0109 \times 110,38 + 2,1)} \right] = 0,25$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0109 \times 194,08 + 2,1)} \right] = 0,57$$

▪ **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)}$$

Avec:

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,0109}$$

$$\lambda_i = 3,77$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,77$$

$$\lambda_v = 1,51$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 2002106}{(1 + 3,77 \times 0,39)} = 8915,18 \text{cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times 2002106}{(1 + 3,77 \times 0,25)} = 11337,54 \text{cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times 2002106}{(1 + 3,77 \times 0,57)} = 6993,92 \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 2002106}{(1 + 1,51 \times 0,25)} = 15987,78 \text{cm}^4$$

▪ **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad \text{avec: } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 321642 \text{MPa.}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10819 \text{MPa.}$$

$$f_{ji} = \frac{2,24 \times (3,75)^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 8915,18} = 0,11 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{4,22 \times (3,75)^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 11337,54} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{7,42 \times (3,75)^2 \times 10^7}{10 \times 321642 \times 6993,92} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{4,22 \times (3,75)^2 \times 10^7}{10 \times 10819 \times 15987,78} = 0,34 \text{ cm}$$

Donc:

$$F_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$F_t = 0,34 - 0,11 + 0,46 - 0,16 = 0,53 \text{ cm}$$

$$F_a = \frac{L}{500}$$

$$F_a = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$$F_{tolérée} = 0,53 \text{ cm} < F_a = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

III.3 .Ascenseur

III.3.1 Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 5 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

Les ascenseurs ont été destinés, spécialement aux immeubles d'habitation et qui sont basés sur la charge transportée : 400 kg, 630 kg, 1000 kg assorti à une force de vitesse (0,63 ; 1,7 et 2,5 m/s).

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de (08) personnes afin d'assurer le confort aux usagés :

D'après les normes françaises pour 8 personnes on a une charge nominale de 1125 kg (tableau P56NFP82-210<<ascenseur et monte charge >> qui s'accompagne d'une vitesse de 2,5 m/s)

La sécurité de l'ascenseur est garantie par le type de parachute choisie .dans notre cas la vitesse est de 1m/s, donc le type admis est parachute a prise amortie d'une masse égale à 100 kg .

- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau : III.4 Les Dimensions des ascenseurs

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Largeur de la cabine.	1,55 m
La Hauteur de la cabine.	2,20 m
La Profondeur de la cabine.	1,70 m
La largeur de la gaine	1,90 m
La Profondeur de la gaine.	1,90 m
La Largeur du passage libre.	1,20 m
La Hauteur de course.	52,36 m

III-3-2-Détermination des charges et surcharges

A-surcharge d'exploitation

1125 kg (08 Personnes)

B-charges permanentes

- Masse de surface totale des cotes :

$$S = (1,70 \times 2 + 1,55) \times 2,20 = 10,89 \text{ m}^2.$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2.$$

$$M_1 = 11,50 \times 10,89 \times 1,10 = 125,24 \text{ kg.}$$

- Masse du plancher :

$$S = 1,55 \times 1,70 = 2,64 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 2,64 \times 110 = 290,4 \text{ kg.}$$

- Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 2,64 = 52,8 \text{ kg.}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 97 \times 1,55 = 148,0 \text{ kg.}$$

- Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

- Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

- Masse des poulies de mouflage « 30kg par poulie » : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$

- Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 1,20 = 2,40 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 2,40 \times 25 + 80 = 140,0 \text{ kg.}$$

- Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 996,44 \text{ kg.}$$

- Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$D_{\text{poulie}} / d_{\text{câble}} = 45.$$

$$500 / d_{\text{câble}} = 45 \Rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11,111 \text{ mm.}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 52,36 - 2,2 = 50,16 \text{ m.}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de cable / m} = 4 \times 50,16 \times 0,396 = 79,54 \text{ kg.}$$

- Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 996,44 + 1125/2 = 1558,94 \text{ kg.}$$

- Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg. (y compris le poids du moteur)}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P_{\text{câble}} + TR + P_p.$$

$$G = 996,44 + 79,54 + 1200 + 1558,94$$

G = 3834.92 kg.

▪ **Combinaisons de Charge**

- **ELU :** $Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 68.65 \text{ KN.}$
- **ELS :** $Q_S = G + Q = 49,60 \text{ KN.}$

III-3-3-Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « moteur à 4 appuis », chaque appuis prend un carré (1/4) de la charge totale.

$$Q_{U\text{appui}} = Q_U / 4 = 17,16 \text{ KN.}$$

$Q_{U\text{appui}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le BAEL91; on vérifier :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée $Q_{U\text{appui}}$ est appliquée sur un carré de (10 x 10) cm²

$$\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (35+35) = 140 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5 \times 10^3} = 26,25 \text{ KN} > Q_{U\text{appui}} = 17,16 \text{ KN}$$

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

III-3-4 Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

a) **1^{ère} cas :**

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

- Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

- b) 2^{ème} cas :

Si : $\alpha = l_x / l_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

- Exemple de calcul

$$\alpha = l_x / l_y = 3,70 / 6,70 = 0,55 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,55 \Rightarrow \mu_x = 0,0879 ; \mu_y = 0,250.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0879 \times 68,65 \times (3,70)^2 = 82,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,250 \times 82,61 = 20,65 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant:

$$T = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x}$$

$$T = \frac{68,65 \times 3,70 \times 6,70}{2 \times 6,70 + 3,70} = 99,52 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Sens x :

- En travée :

$$M_{tx} = 82,61 \times 0,85 = 70,22 \text{ KN.m}$$

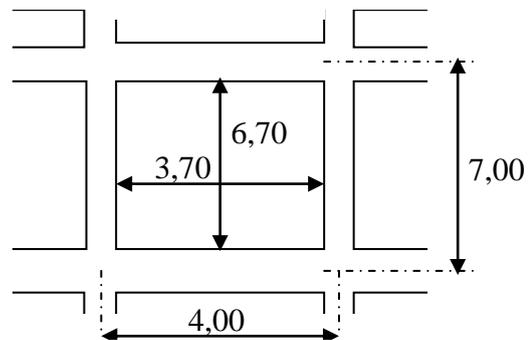


Figure III.14: Schéma de la dalle d'ascenseur

$$M_{tx} = 70,22 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 25 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{70,22.10^3}{100.(22,5)^2.14,2} = 0,0976 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1286$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 22,5.(1 - 0,4 \times 0,1286) = 21,34 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{70,22 \times 10^3}{21,34 \times 348} = 9,45 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 A = 10,78 cm²/ml, S_t = 14,2 cm

▪ **En appui:**

$$M_{ax} = 82,61 \times 0,35 = 28,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 28,91 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 25 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{28,91.10^3}{100.(22,5)^2.14,2} = 0,0402 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0513$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 22,5.(1 - 0,4 \times 0,0513) = 22,04 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{28,91 \times 10^3}{22,04 \times 348} = 3,77 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T10 A = 5,5 cm²/ml, S_t = 14,2 cm

✓ **Sens Y :**

▪ **En travée :**

$$M_{ty} = 20,65 \times 0,85 = 17,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 17,55 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 25 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{17,55.10^3}{100.(22,5)^2.14,2} = 0,0244 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0309$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 22,5.(1 - 0,4 \times 0,0309) = 22,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{17,55 \times 10^3}{22,22 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 A = 10,78 cm²/ml, S_t = 14,2 cm

▪ **En appui:**

$$M_{ay} = 20,65 \times 0,35 = 7,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 7,23 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 25 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7,23.10^3}{100.(22,5)^2.14,2} = 0,0101 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0127$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 22,5.(1 - 0,4 \times 0,0127) = 22,39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{7,23 \times 10^3}{22,39 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

On opte 7T10 A = 5,5 cm²/ml, S_t = 14,2 cm

III-3-5. Vérifications :

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

- En travée : A_s = 5,5 cm² > 1,74 cm² vérifiée.

- En appuis : A_s = 5,5 cm² > 1,74 cm² vérifiée.

▪ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_\mu = \frac{T}{b.d}$$

$$\tau_\mu = \frac{99,52 \times 10 \times 1 \text{ m}}{100 \times 14,4} \Rightarrow \tau_\mu = 0,691 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_\mu} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_\mu} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_\mu = 0,691 \text{ MPa} < \overline{\tau_\mu} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III-3-6. Armatures transversales :

$$\tau_{\mu} \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\mu} = 0,691 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-3-7. Vérification de la Flèche :

$$a) \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{25}{370} = 0,0675 \geq \frac{70,22}{20 \times 82,61} = 0,0425 \dots \text{vérifiée}$$

$$b) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,5}{100 \times 22,5} = 0,0024 < 0,011 \dots \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4- Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est en porte à faux, et se calcule comme un consol et ferraillee en flexion simple encastree à une extremité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre (charge permanente **G**).
- ◆ La surcharge d'exploitation (charge d'exploitation **Q**)
- ◆ Charge concentree à son extremité libre due au poids du garde-corps (**P** poids des murs ou acrotère)
- ◆ Un moment à l'extremité due à l'effort applique sur le garde-corps

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

III.4.1. Calcul l'épaisseur de balcon:

L'épaisseur des dalles depend plus souvent des conditions d'utilisations que des verifications de resistance d'une maniere generale, l'épaisseur (e) de la dalle résulte de ces conditions :

a- Résistance à la flexion :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \text{dalle reposant sur 02 appuis}$$

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow \text{dalle reposant sur 03 ou 04 appuis}$$

III.4.1.1. Vérification :

a- Condition de résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{400}{50} \leq e \leq \frac{400}{40}$$
$$\Rightarrow 8 \text{ cm} \leq e_p \leq 10 \text{ cm}$$

b- Condition d'isolation acoustique (Loi de masse) :

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

c- Condition de sécurité en matière d'incendie :

e = 7 cm pour 01 heure de coupe feu.

e = 11 cm pour 02 heures de coupe feu.

Donc on prend : e = 15 cm.

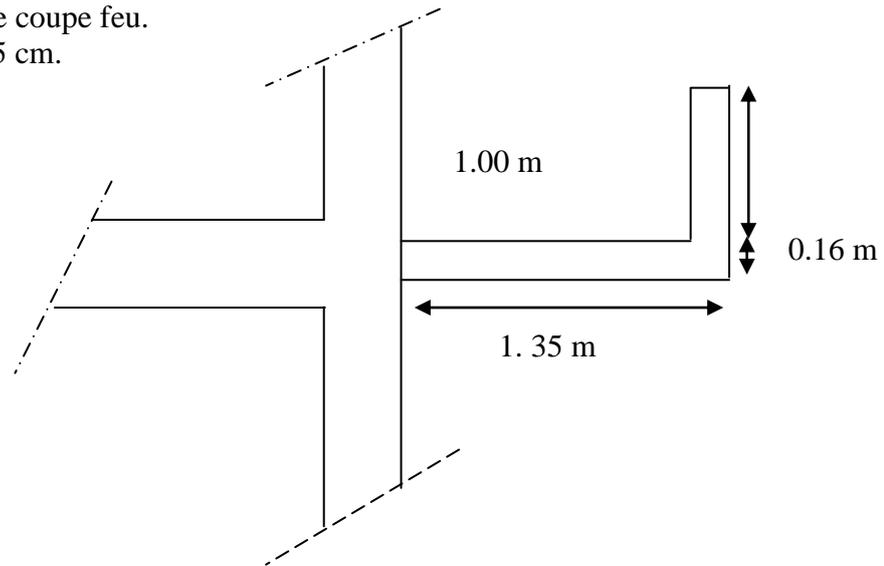


Figure III.15: Dimensions du balcon

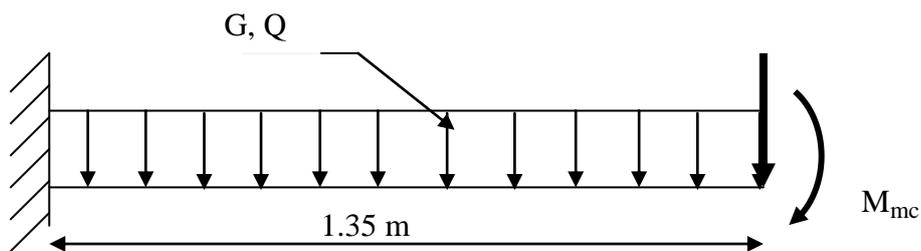


Figure III.16 : Schéma statique

III.4.1.2. Evaluation des charges:

a-Balcon terrasse (non accessible) :

-Poids propre : $G = 8.03 \text{ KN/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de l'acrotère: $P = 2,12 \text{ kN/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$.

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

$$q_1 = 1,35 \times 8,03 + 1,5 \times 1 = 12,34 \text{ KN/ml.}$$

$$q_2 = 1,35 \times 2,12 = 2,86 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 12,34 + 2,86 = 15,20 \text{ KN/ml.}$$

b-Balcon d'étage courant (accessible) :

-Poids propre : $G = 5.78 \text{ KN/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de mur: $P = 2.81 \text{ kN/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$.

$$q_1 = 1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 3,5 = 13.05 \text{ KN/ml.}$$

$$q_2 = 1,35 \times 2,81 = 3.79 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 13,05 + 3,79 = 16.84 \text{ KN/ml.}$$

On fait le calcul pour le cas le plus défavorable (Etage courant).

III.4.1.3. Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,00 \text{ m} \\ L_y = 1,35 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow L_y = 1,35 \text{ m} < \frac{L_x}{2} = 2,00 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{0x} = \frac{q \cdot L_y^3}{6}$$

$$M_{0x} = \frac{16,84 \times (1,35)^3}{6} = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q \cdot L_y^2 \cdot L_x}{2} - \frac{q \cdot L_y^3 \cdot 2}{3}$$

$$M_{0y} = \frac{16,84 \times (1,35)^2 \times 4,00}{2} - \frac{16,84 \times (1,35)^3 \times 2}{3} = 24,09 \text{ KN.m.}$$

a- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 7,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 20,48 \text{ KN.m}$$

b- Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,35 \cdot M_{0x} = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,35 \cdot M_{0y} = 8,43 \text{ KN.m}$$

c- L'effort tranchant :

$$T = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x}$$

$$T = \frac{16,84 \times 4,00 \times 1,35}{2 \times 1,35 + 4,00} = 13,57 \text{ KN/ml.}$$

III.4.2. Ferrailage :

a- En travée :

$$\text{Sens (x)} : M_{tx} = 7,92 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{7,92}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,144)^2}$$

$$\mu = 0,0269 < 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0337$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 14,4 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0337) = 14,21 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{7,92 \times 10^3}{14,21 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7 T10/ml** ($A_s = 5,5 \text{ cm}^2$). ; $e = 15 \text{ cm}$.

Sens (y) : $M_{ty} = 20,48 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{20,48}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,144)^2} = 0,0695 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 0,0891 \rightarrow Z = 13,89 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{20,48 \times 10^3}{13,89 \times 348} = 4,24 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7 T10/ml** ($A_s = 5,5 \text{ cm}^2$). ; $e = 15 \text{ cm}$

b- En appuis :

Sens (x) : $M_{ax} = 3,26 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{3,26}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,144)^2} = 0,0111$$

$$\alpha = 0,0138 \rightarrow Z = 14,32 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{3,26 \times 10^3}{14,32 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7 T10/ml** ($A_s = 5,5 \text{ cm}^2$). ; $e = 15 \text{ cm}$

Sens (y) : $M_{ay} = 8,43 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{8,43}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,144)^2} = 0,0286$$

$$\alpha = 0,0358 \rightarrow Z = 14,19 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{8,43 \times 10^3}{14,19 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7 T10/ml** ($A_s = 5,5 \text{ cm}^2$). ; $e = 15 \text{ cm}$

III.4.2.1. Vérifications :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_s = 5,5 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2$ vérifiée.

- En appuis : $A_s = 5,5 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2$ vérifiée.

-

b- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_\mu = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$\tau_\mu = \frac{13,57 \times 10 \times 1 \text{ m}}{100 \times 14,4} \Rightarrow \tau_\mu = 0,094 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_\mu = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau}_\mu = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_\mu = 0,094 \text{ MPa} < \overline{\tau}_\mu = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

III.4.2.2. Armatures transversales :

$$\tau_{\mu} \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\mu} = 0,094 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5. Escaliers

III.5.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les niveaux d'un bâtiment, comme ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie.

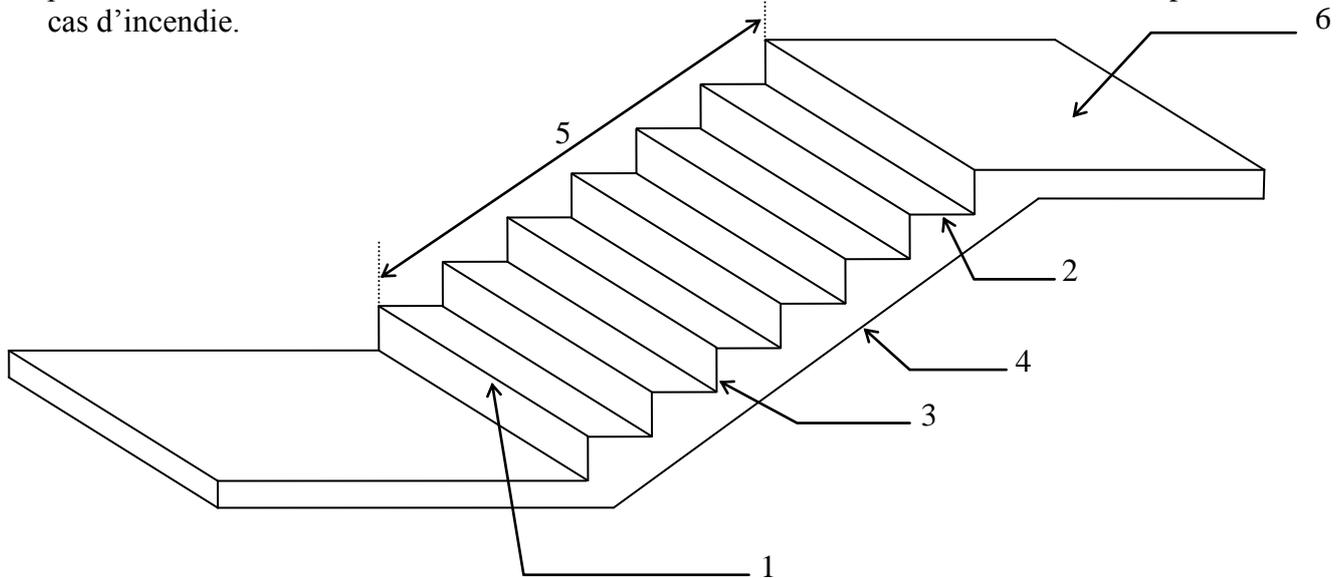


Figure III.17. Schéma d'un escalier

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement (1), sa largeur est le giron (2), la partie verticale c'est la contre marche (3) et l'autre qui monte sous les marches s'appelle la paillasse (4), la suite des marches s'appelle la volée, qui peut être droite ou courbe (5) et la partie horizontale entre deux volées s'appelle le palier (6).

• Cette construction comporte trois types d'escaliers :

Type 1 : Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

Type 2 : Escalier droit à quatre volées et deux paliers.

Type 3 : Escalier droit avec un seul volée.

III.5.2. ESCALIER TYPE 1: cette cage d'escalier sert à relier le plancher du entre sol par rapport au plancher Sous Sol .

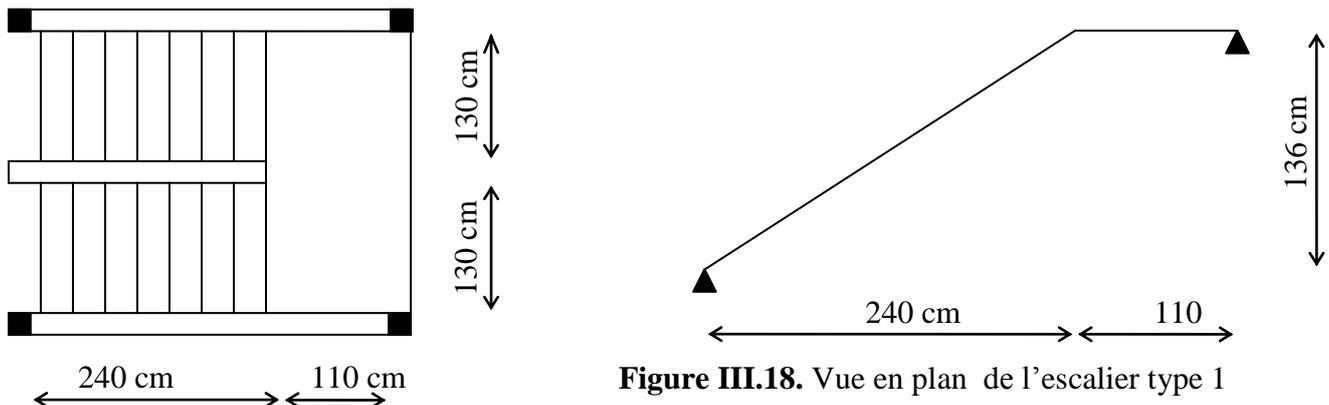


Figure III.18. Vue en plan de l'escalier type 1

III.5.2.1.

1^{ère} partie :

a- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches « g », et contres marches « h » on utilise généralement la formule de « BLONDEL » :

$$59 \leq g + 2h \leq 66.$$

h : Hauteur de la contre marche.

g : Dimension de la marche.

On a : $2h + g = 64 \text{ cm.}$

$$H = n.h$$

$$L = (n - 1).g$$

n : Nombre de contre marche.

L : Longueur horizontale de la volée.

On prend : **h = 17 cm.**

Donc :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} \Rightarrow n = 8 \text{ Contresmarches.}$$

Le nombre des marches : $(n-1) = 7 \text{ marches.}$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

On prend : **g = 30 cm.**

b.Vérification :

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 \Rightarrow 59 < g + 2h = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

c.L'inclinaison α :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29^\circ,54.$$

$$\Rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

d.Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \frac{350}{0,87} = 402 \text{ cm.}$$

$$\frac{402}{30} \leq e_p \leq \frac{402}{20} \Rightarrow 13,40 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,10 \text{ cm.}$$

On prend : **$e_p = 18 \text{ cm.}$**

III.5.2.2. Descente de charge :

a- Paillasse :

- Poids propre de la paillasse..... $\frac{0,18}{0,87} \times 25 = 5,17 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre des marches $\frac{0,17}{2} \times 22 = 1,87 \text{ KN/m}^2$

- Carrelage..... $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

- Mortier de pose $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre $0,015 \times 10 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Garde corps $0,10 \text{ KN/m}^2$

$$G_1 = 9,03 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2 \quad * \text{ Page 21 DTR B.C.2.2.}$$

$$q_1 = (1,35.G_1 + 1,5.Q_1).1 \text{ ml} = 15,94 \text{ KN/ml}$$

b- Palier :

- Poids propre du palier $0,18 \times 25 = 4,50 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre $0,015 \times 10 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 5,49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = (1,35.G_2 + 1,5.Q_2).1 \text{ ml} = 11,16 \text{ KN/ml}$$

c-Détermination de la force F due au mur (épaisseur de 15 cm) :

$$F = 1,35.G$$

$$G = [(0,02 \times 20) \times 2 + 0,15 \times 9] \times 2,80 \times 1 \text{ ml} = 6,02 \text{ KN} \Rightarrow F = 8,13 \text{ KN.}$$

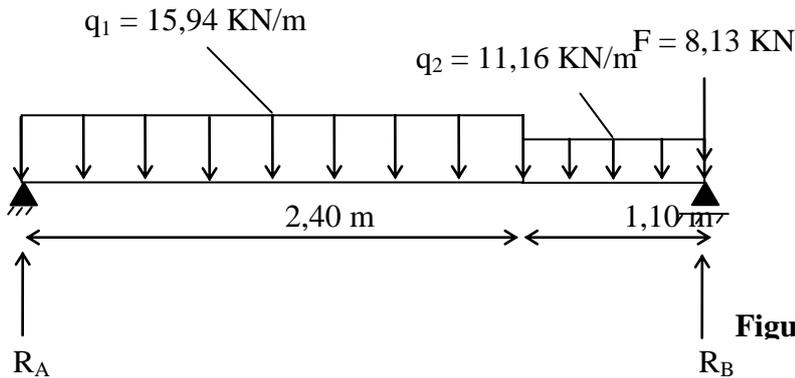


Figure III.19. Schéma statique de l'escalier

III.5.2.3. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

✓ Equation d'équilibre :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = F + q_1.2,4 + q_2.1,1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58,66 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 3,50.R_B - 3,5.F - 2,95.q_2.1,1 - 1,2.q_1.2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{3,5.F + 2,95.q_2.1,1 + 1,2.q_1.2,4}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{3,5 \times 8,13 + 2,95 \times 11,16 \times 1,1 + 1,2 \times 15,94 \times 2,4}{3,5}$$

$$\Rightarrow R_B = 31,59 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 27,07 \text{ KN}$$

Pour la détermination des diagrammes, on fait des sections.

- **Section (1 - 1) : $0 \leq x \leq 2,4$ m**

$$T(x) = R_A - q_1 x$$

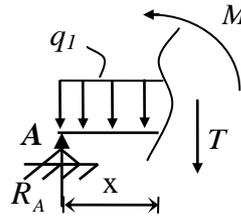
$$M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$T(0) = R_A = 27,07 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0$$

$$T(2,4) = 27,07 - 15,94 \times 2,40 = -11,19$$

$$M(2,4) = 27,07 \times 2,40 - 15,94 \frac{2,40^2}{2} = 19,05$$



- **Section (2 - 2) : $0 \leq x \leq 1,10$ m**

$$T(x) = -T + R_B - F - q_2 x = 0$$

$$M(x) = M_f - R_B x + Fx + q_2 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$T(x) = T = -R_B + F + q_2 x$$

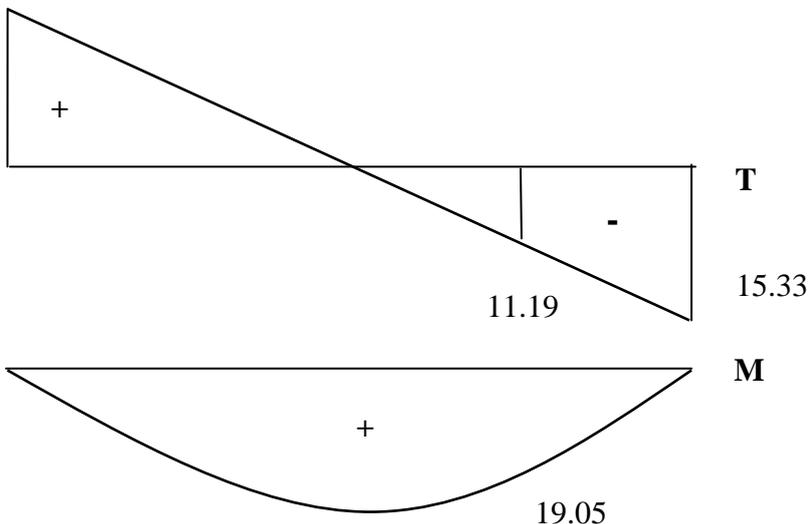
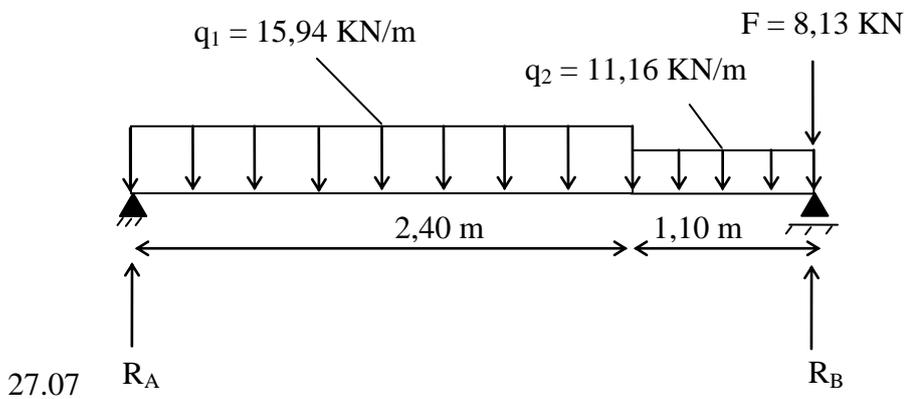
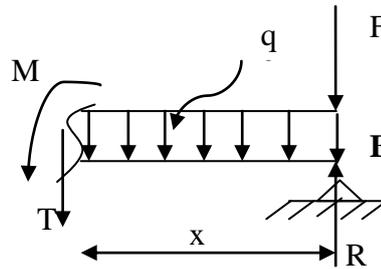
$$M(x) = M_f = R_B x - Fx - q_2 \frac{x^2}{2}$$

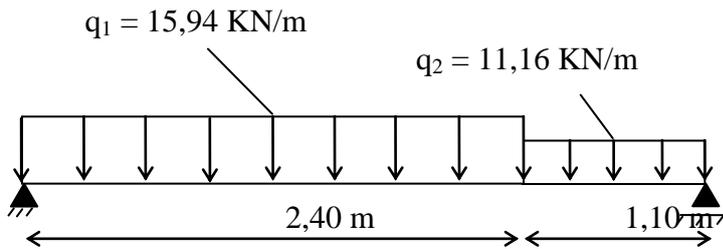
$$T(0) = -R_B = -23,46 + 8,13 = -15,33 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0$$

$$T(1,1) = -31,59 + 8,13 + (11,16 \times 1,10) = -11,19$$

$$M(1,1) = 31,59 \times 1,10 - 8,13 \times 1,10 - (11,16 \frac{1,10^2}{2}) = 19,05$$





$$M_0 = 19,05 \text{ KN.m.}$$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 16,19 \text{ KN.m.}$
- En appuis : $M_a = 0,5 M_0 = 9,53 \text{ KN.m.}$

III.5.2. 4. Ferrailage :

- Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire $(100 \times 18) \text{ cm}^2$

- **En travée :**

- $d = 0,9.h = 16,20 \text{ cm.}$

$$M_t = 0,85M_o = 16,19 \text{ KN.m, } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 0,9.h = 16,2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{16,19}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,1620)^2} = 0,0434 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,0548$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 15,84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{16,19 \times 10^3}{15,84 \times 348} \Rightarrow A_s = 2,94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T12/ml** ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$) ;

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 T10/ml** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$). et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

- **En appuis :**

$$M_t = 0,5M_o = 9,53 \text{ KN.m, } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 0,9.h = 16,2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{9,53}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,1620)^2} = 0,0255 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,202(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}) = 0,0319$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 15,99 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{9,53 \times 10^3}{15,99 \times 348} \Rightarrow A_s = 1,71 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T10/ml** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 T10/ml** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$). et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

▪ **Espacement :**

En travée : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sur appui : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

III.5.2.5. Vérifications :

a-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{\mu} = \frac{T}{b.d}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{31,59 \times 10}{100 \times 16,2} \Rightarrow \tau_{\mu} = 0,195 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{\mu}} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_{\mu}} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,195 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\mu}} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b- Armatures transversales :

$$\tau_{\mu} \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,195 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,96 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,96 \text{ cm}^2$

d- Vérification de la flèche :

a) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{350} = 0,0514 < 0,063 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

b) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0,0514 < \frac{16,19}{10 \times 19,05} = 0,085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

c) $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 16,2} = 0,0028 < 0,011 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas satisfaites, le calcul de la flèche est obligatoire. Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche de dalle.

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 18 \times 9,5 + 18 \times 4,52 \times 16,2}{100 \times 18 + 18 \times 4,52} = 9,79 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{(h - Y_G)^3 \cdot b}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2 + n \cdot A'_s \cdot (h - Y_G - c')^2 \quad ; \quad A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (9,79)^3}{3} + \frac{(18 - 9,79)^3 \times 100}{3} + 18 \times 4,52 \times (16,2 - 9,79)^2$$

$$I = 53066,31 \text{ cm}^4.$$

▪ **Charge permanente avant mise du revêtement :**

$j_1 = 7,04 \text{ KN/m}$ (Poids de la paillasse).

$J_2 = 4,50 \text{ KN/m}$ (Poids du palier).

▪ **Charge permanente après mise du revêtement :**

$g_1 = 9,03 \text{ KN/m}$ (paillasse).

$g_2 = 5,49 \text{ KN/m}$ (palier).

▪ **Charge à l'E.L.S :**

$p_1 = 11,53 \text{ KN/m}$ (paillasse).

$p_2 = 7,99 \text{ KN/m}$ (palier).

▪ **Moments correspondants :**

$$* M_j = 0,54 \cdot \frac{j \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{7,04 \times (3,5)^2}{8} = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$* M_g = 0,54 \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{9,03 \times (3,5)^2}{8} = 7,47 \text{ KN.m}$$

$$* M_p = 0,54 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{11,53 \times (3,5)^2}{8} = 9,53 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \quad ; \quad Z = 15,84 \text{ cm.}$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = 81,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s \cdot Z} = 104,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = 133,11 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0028.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 7,50 \quad ; \quad (b = b_0 = 100\text{cm})$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 3,00 .$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 10819 \text{ MPa}$$

- **Calcul des coefficients :** $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ □ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = -0,22 = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = -0,12 = 0$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = -0,02 = 0$$

- **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = 58372,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 58372,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 58372,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 91207,72 \text{ cm}^4$$

e-Calcul de la flèche :

$$f_j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 0,004 \text{ cm}$$

$$f_g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 0,0050 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0,006 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 0,009 \text{ cm}$$

$$F_{\text{tolérée}} = (f_v - f_j) - (f_g - f_p) = 0,004 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} \Rightarrow F_{\text{adm}} = 0,70 \text{ cm}$$

Donc:

$$F_{\text{tolérée}} = 0,021 \text{ cm} < F_a = 0,70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

III.5.3.ESCALIER TYPE 3: cette cage d'escalier sert a relier le plancher du entre sol par rapport au plancher R.D.C.

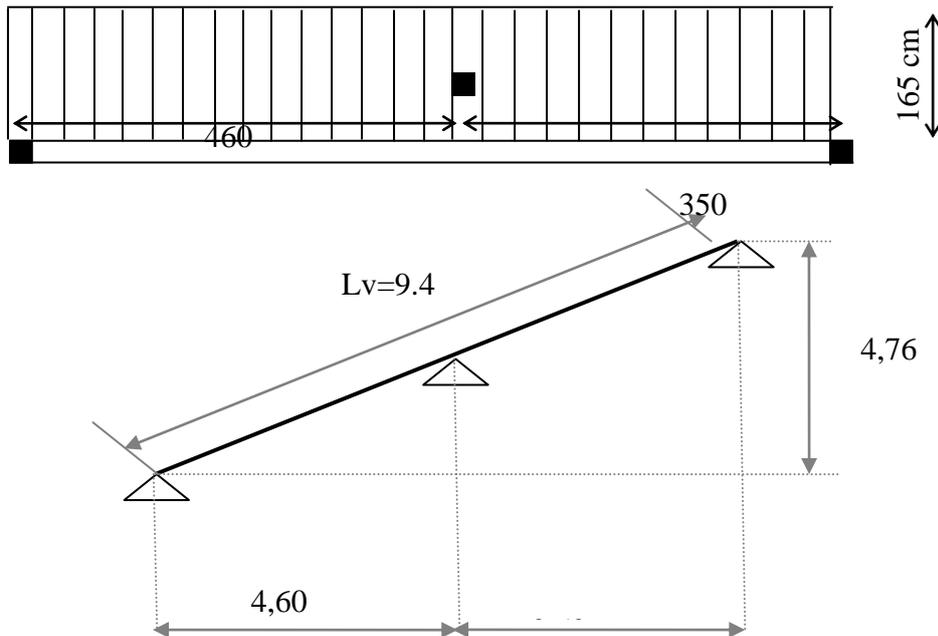


Figure III.20: Schéma statique de l'escalier type 2

III.5.3.1. 1^{ere} partie :

a- Pré dimensionnement

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm}$
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$
- Nombre de contre marches $n = H/L = 476 / 17 = 28$ contre marches,
- Nombre de marches $m = n - 1 = 27$ marches
- Longueur horizontale de la volée $L = g (n - 1) = 0,30 (28 - 1) \Rightarrow L = 8,10 \text{ m}$

Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 59.05 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{tg } \alpha = H / L = 4,76 / 8,10 \Rightarrow \alpha = 30.44^\circ$$

- Longueur de la volée :

$$L_v = L / \cos\alpha = 8,10 / \cos (30,44) = 9,40 \text{ m}$$

Vue que la longueur L est importante, il est préférable d'ajouter un appui pour réduire la flèche maximale.

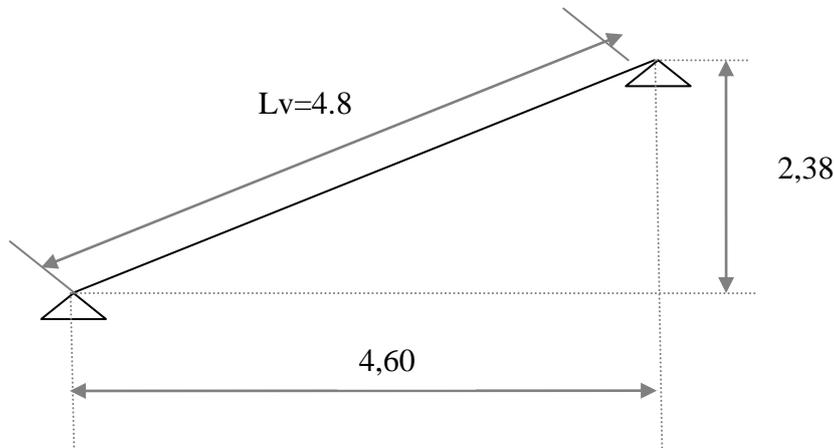


Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier type 2 en présence d'appui au milieu

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{tg } \alpha = H / L = 2,72 / 4,60 \Rightarrow \alpha = 30,60^\circ$$

- Longueur de la volée :

$$L_v = L / \cos\alpha = 4,60 / \cos (30,60) = 5,34 \text{ m}$$

- Epaisseur de la volée :

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 17,80 \leq e \leq 26,7 \text{ cm} \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

III.5.3.2.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a-Paillasse

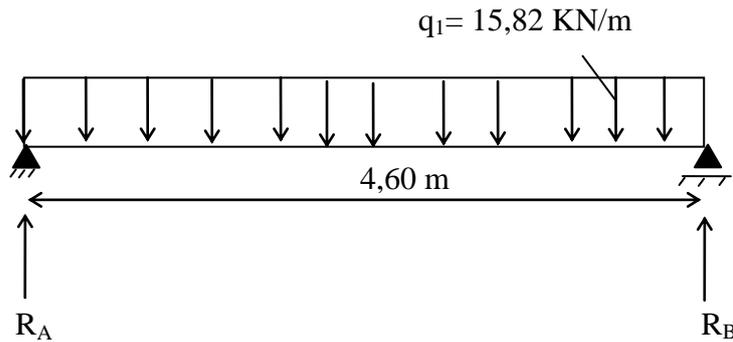
➤ Charge permanente

- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,20 / \cos (30,60) = 5,81 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Garde corps $0,10 \text{ kN/m}^2$

$$\sum G = 8,94 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad * \text{ Page 21 DTR B.C.2.2.}$$

$$q_1 = (1,35.G_1 + 1,5.Q_1).1 \text{ ml} = 15,82 \text{ kN/ml}$$



III.5.3.3. Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- Equation d'équilibre :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1 \cdot 4,60$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 72,77 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,60 \cdot R_B - 4,60 \cdot q_1 \cdot 2,30 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{4,60 \cdot q_1 \cdot 2,30}{4,60}$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{4,60 \times 15,82 \times 2,30}{4,60}$$

$$\Rightarrow R_B = 36,385 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 36,385 \text{ KN}$$

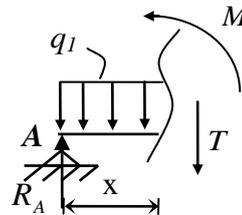
Pour la détermination des diagrammes, on fait des sections.

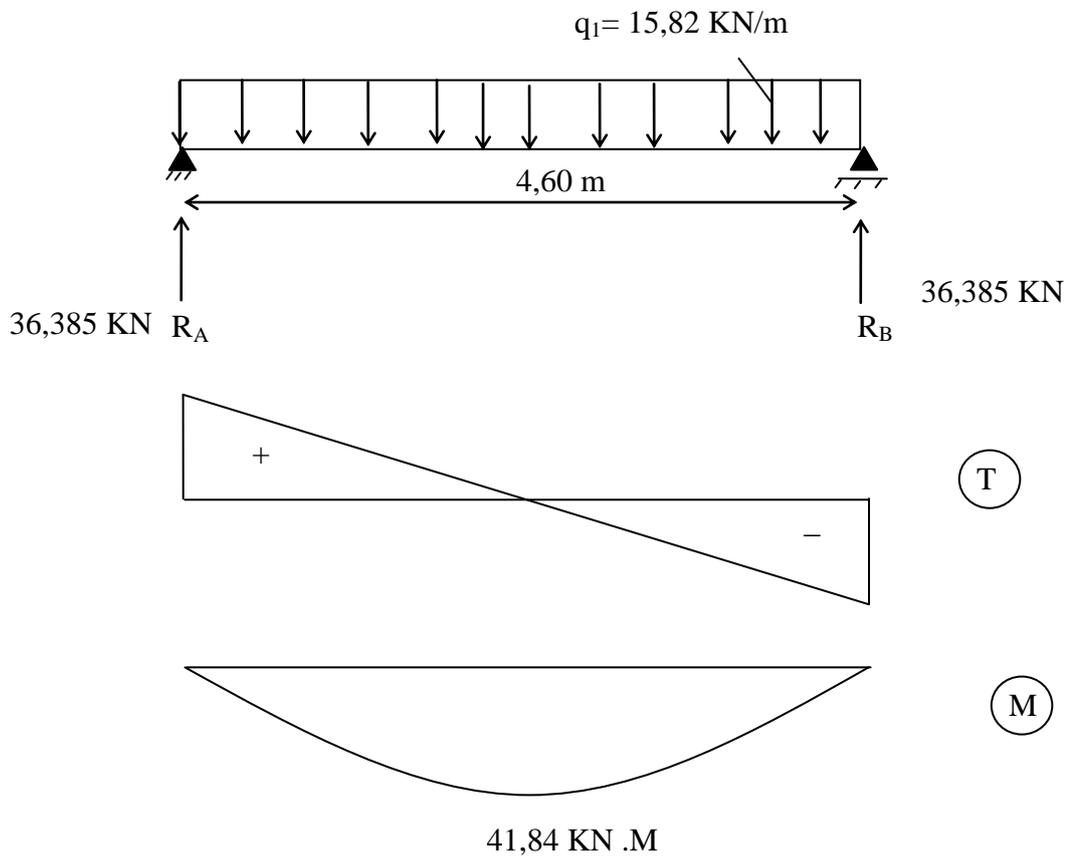
- Section (1 - 1) :** $0 \leq x \leq 4,60 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = R_A = 36,385 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(4,60) = 36,385 - 15,82 \times 4,60 = -36,385 \\ M(4,60) = 36,385 \times 4,60 - 15,82 \frac{4,60^2}{2} = 0 \end{cases}$$





▪ **Calcul du moment isostatique :**

$$M_0 = 41,84 \text{ KN.m.}$$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 35,56 \text{ KN.m.}$

- En appuis : $M_a = 0,5 M_0 = 20,92 \text{ KN.m.}$

III.5.3.4. Ferrailage :

- Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (100 × 20) cm²

a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 35,56 \text{ KN.m, } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{35,56}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,0773 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n \text{ existe pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0996$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 17,28 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{35,56 \times 10^3}{17,28 \times 348} \Rightarrow A_s = 5,91 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T14/ml** ($A_s = 6,16 \text{ cm}^2$) ;

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 T10/ml** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$). et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

b- En Appui :

$$M_a = 0,5M_o = 20,92 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc}.b.d^2} = \frac{20,92}{14,2 \times 10^3 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,0455 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n \text{ existe pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0576$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 17,58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = \frac{20,92 \times 10^3}{17,58 \times 348} \Rightarrow A_s = 3,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 T10/ml** ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) ;

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 T10/ml** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$). et un espacement de $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

▪ **Espacement :**

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

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

III.5.3.5. Vérifications :

a- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_\mu = \frac{T}{b.d}$$

$$\tau_\mu = \frac{36,385 \times 10}{100 \times 18} \Rightarrow \tau_\mu = 0,202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_\mu} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_\mu} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 0,202 \text{ MPa} < \overline{\tau_\mu} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b-Armatures transversales :

$$\tau_\mu \leq 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu = 0,202 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A_{sa} = 3,93 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$

d-Vérification de la flèche :

a) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,0435 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

- b) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \Rightarrow 0,0435 < \frac{35,56}{10 \times 41,84} = 0,085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

c) $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,61}{100 \times 18} = 0,0037 < 0,011 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas satisfaites, le calcul de la flèche est obligatoire.

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times 10 + 20 \times 6,16 \times 18}{100 \times 20 + 20 \times 6,16} = 10,46 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{(h - Y_G)^3 \cdot b}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - Y_G)^2 + n \cdot A'_s \cdot (h - Y_G - c')^2 \quad ; \quad A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (10,46)^3}{3} + \frac{(20 - 10,46)^3 \times 100}{3} + 20 \times 6,16 \times (18 - 10,46)^2$$

$$I = 74093,98 \text{ cm}^4$$

▪ **Charge permanente avant mise du revêtement :**

$$j_1 = 7,68 \text{ KN/m (Poids de la paillasse)}$$

▪ **Charge permanente après mise du revêtement :**

$$g_1 = 8,94 \text{ KN/m (paillasse)}$$

▪ **Charge à l'E.L.S :**

$$p_1 = 11,44 \text{ KN/m (paillasse)}$$

▪ **Moments correspondants :**

$$* M_j = 0,54 \cdot \frac{j \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{7,68 \times (4,6)^2}{8} = 10,97 \text{ KN.m}$$

$$* M_g = 0,54 \cdot \frac{g \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{8,94 \times (4,6)^2}{8} = 12,77 \text{ KN.m}$$

$$* M_p = 0,54 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8} = 0,54 \times \frac{11,44 \times (4,6)^2}{8} = 16,34 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \quad ; \quad Z = 17,58 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = 101,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s \cdot Z} = 117,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = 150,89 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0034.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 6,18 \quad ; \quad (b = b_0 = 100\text{cm})$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,47 \quad .$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 10819 \text{ MPa}$$

- **Calcul des coefficients :** $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ □ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = -0,06 = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0,008$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0,115$$

- **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = 81503,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 77663,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 47643,29 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 79924,08 \text{ cm}^4$$

e-Calcul de la flèche :

$$f_j = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 0,009 \text{ cm}$$

$$f_g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 0,011 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0,022 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 0,031 \text{ cm}$$

$$F_{\text{tolérée}} = (f_v - f_j) - (f_g - f_p) = 0,033 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} \Rightarrow F_{\text{adm}} = 0,92 \text{ cm}$$

Donc:

$$F_{\text{tolérée}} = 0,033 \text{ cm} < F_a = 0,92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Chapitre IV :

Etude dynamique de la structure

IV-ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.1.1 Etude dynamique:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IB dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **ETABS**.

▪ Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

IV.1.2. MODELISATION

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir :

- La masse
- La rigidité et l'amortissement

En d'autres termes : la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.3 Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

IV.1.4 Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel **ETAPS** qui est un logiciel de calcul de structure

IV.1.5. MODELISATION DE LA RIGIDITE

La modélisation des éléments constituant le contreventement «rigidité» est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et poteau de la structure ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds (6 d.d.l par nœud) «élément frame ».
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque à quatre nœuds «élément Shell ».
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tout les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

Tous les nœuds de la base ($z = 0$) sont encastés.

IV.1.6. MODELISATION DE LA MASSE

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre de la structure (la masse de l'acrotère est concentrée uniquement aux nœuds du plancher terrasse).

La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher)

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$

La masse d'un plancher est calculée de manière à inclure la quantité βQ ; dans notre cas $\beta = 0,2$ pour les étages à usage d'habitation. Cette masse est distribuée (et concentré) sur les nœuds des planchers.

IV.2. Etude sismique

IV.2.1. Introduction

Le calcul des structures à l'égard de leurs sécurités sismiques est une phase indispensable.

Une analyse minutieuse du comportement dynamique de la structure par le biais d'un modèle analytique adéquat, nous permettra de définir avec une bonne exactitude ces caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences propres, modes propres etc.....

Le séisme de part sa nature dévastatrice, reste un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autre phénomènes ,c'est pour cela que l'étude au séisme pour les structures implantés en zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines. Le calcul d'une structure vis-à-vis du séisme a pour objet d'évaluer les charges engendrées dans le système structural.

Dans ce chapitre, on s'intéressera entre autre, à la vérification du confort des usagers défini par le Règlement Parasismique Algérien par une vérification des déplacements inter étages et plus la vérification de l'effort tranchant à la base.

IV.2.2.Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le " **RPA99 modifié en 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.2.1. La méthode statique équivalente

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.2.2.2.La méthode modale spectrale

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies dans le cas du bâtiment étudié (vu l'irrégularité en plan et en élévation), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le RPA 99 ver.2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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.

La sollicitation sismique est décrite sous forme d'un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure permet le calcul des modes propres.

IV.2.2.2.1 SPECTRE DE REponse

En Algérie le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien RPA99; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25.A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5.\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5.\eta.(1,25.A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.(1,25.A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5.\eta.(1,25.A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Tel que :

g : accélération de la pesanteur ; g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)→

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

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

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.10
- η = 0.94 avec ξ = 6%
- R = 4 (Portiques contreventés par des voiles)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{array} \right. \rightarrow \text{Site } S_3$$

(Qualité (Q = 1 ± ∑ P_q)).

- | | | |
|--|----------------|-----------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | ⇒ non observée | P _q = 0,05 |
| 2. Redondance en plan | ⇒ observée | P _q = 0,00 |
| 3. Régularité en plan | ⇒ observée | P _q = 0,00 |
| 4. Régularité en élévation | ⇒ observée | P _q = 0,00 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | ⇒ non observée | P _q = 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | ⇒ non observée | P _q = 0.1 |
- Q = 1 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,1 = 1,20

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse (forces , déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. (RPA 99V2003 page 36)

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

IV.2.2.2.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W.$$

Avec :

$$A = 0,1.$$

$$R = 4$$

$$Q = 1,2$$

W : Poids total de la structure

$$W = G + 0,2 Q =$$

A)-Poids total de la structure :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

avec : $W_i = WGi + \beta WQi$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Méthode de calcul :

G = charge permanente (Kg/m^2) P = charge d'exploitation (Kg/m^2)

Surface : S

périmètre : $pér$

Terrasse :

Plancher: $G \times S$

Acrotère : $S \text{ Acrotère} \times 2500 \times \text{pér}$
 Poutres principales : $S \text{ pp} \times 2500 \times n \times L$
 Poutres secondaires : $S \text{ ps} \times 2500 \times n \times L$
 $\frac{1}{2}$ poteaux : $0,5 \times (S \text{ pot} \times 2500 \times \text{Hhauteur pot} \times n)$
 $\frac{1}{2}$ murs de façade : $0,5 \times (\gamma_{\text{mur}} \times \text{he} \times L \times 0,7)$

Etage courant :

Plancher: $G \times S$
 Poutres principales : $S \text{ pp} \times 2500 \times n \times L$
 Poutres secondaires : $S \text{ ps} \times 2500 \times n \times L$
 poteaux : $S \text{ pot} \times 2500 \times \text{Hhauteur pot} \times n$
 murs de façade : $\gamma_{\text{mur}} \times \text{he} \times L \times 0,7$
 murs voiles : $H\text{voile} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

1- Plancher terrasse inaccessible : (Niv.14)

Poids revenant à la terrasse inaccessible (dalle machine) :

▪ **Charge permanente G1 :**

1- Acrotère..... $0,212 \times 23,60 = 5.00 \text{ t}$
 2-Plancher à corps creux $0,683 \times 32.56 = 22.24 \text{ t}$.
 3-Poutres principales..... $(4,00 \times 3) \times 0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 3.60 \text{ t}$.
 4-Poutres secondaires $(3,50 \times 4) \times 0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 3.68 \text{ t}$
 5- Poteaux $(0,40)^2 \times 3,40 \times \frac{1}{2} \times 2,5 \times 6 = 38.08 \text{ t}$
 6- Murs extérieurs $\frac{1}{2} \times 0,281 \times (0,7 \times 23.60) = 2,32 \text{ t}$

G 1= 74.92 t

▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux $0,1 \times 32.56 = 3.26 \text{ t}$
Q1 = 3.26 t

▪ **Charge permanente G2 :**

1- Acrotère $0,212 \times 124,45 = 26.38 \text{ t}$
 2- Plancher à corps creux $0,683 \times 546,10 = 372.97 \text{ t}$
 3- Poutres principales $((4,00 \times 2) + (3,50 \times 3) + (3,80 \times 1)) \times 7 + (3,10 \times 1) \times 5 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 51.48 \text{ t}$
 4- Poutres secondaires $((3,75 \times 2 + 3,50 \times 4)) \times 8 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 45.15 \text{ t}$
 5- Poteaux $(0,40)^2 \times 3,40 \times 2,5 \times 56 = 76.16 \text{ t}$
 6- Dalle pleine..... $0,803 \times 133.50 = 107.20 \text{ t}$
 7- Murs extérieurs $0,281 \times (0,7 \times 94) = 18,49 \text{ t}$
G2 = 697.83 t

▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux $0,1 \times 546,10 = 54.61 \text{ t}$
 2- Dalle pleine..... $0,1 \times 133.50 = 13.35 \text{ t}$
Q = 67.96 t

Donc :

$W = (G1+G2) + 0,2.(Q1+Q2)$

$$W = (74.92 + 697.83) + 0,2 \times (3.26 + 67.96) = 786.99 \text{ t}$$

2- Plancher étages courants : (Niv. 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 12 ; 13)

▪ Charge permanente G :

1- Plancher à corps creux	$0,528 \times 546,10 = 288.34 \text{ t}$
2- Poutres principales $((4,00 \times 2) + (3,50 \times 3) + (3,80 \times 1)) \times 7 + (3,10 \times 1) \times 5 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 51.48 \text{ t}$	
3- Poutres secondaires	$((3,75 \times 2 + 3,50 \times 4)) \times 8 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 45.15 \text{ t}$
4- Poteaux	$(0,40)^2 \times 3,40 \times 2,5 \times 56 = 76.16 \text{ t}$
5- Dalle pleine	$0,803 \times 133.50 = 107.20 \text{ t}$
6- Murs extérieurs	$0,281 \times (0,7 \times 94) = 18,49 \text{ t}$

$$G = 586.82 \text{ t}$$

▪ Surcharge d'exploitation :

1- Plancher à corps creux	$0,25 \times 546,10 = 136.53 \text{ t}$
2- Dalle pleine	$0,35 \times 133.50 = 46.73 \text{ t}$

$$Q = 183.26 \text{ t}$$

Donc :

$$W = 586.82 + 0,2 \times 183.26 = 623.47 \text{ t}$$

3- Plancher étages courants : (Niv. 5 ; 6 ; 7 ; 8)

▪ Charge permanente G :

1- Plancher à corps creux	$0,528 \times 546,10 = 288.34 \text{ t}$
2- Poutres principales $((4,00 \times 2) + (3,50 \times 3) + (3,80 \times 1)) \times 7 + (3,10 \times 1) \times 5 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 51.48 \text{ t}$	
3- Poutres secondaires	$((3,75 \times 2 + 3,50 \times 4)) \times 8 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 45.15 \text{ t}$
4- Poteaux	$(0,50)^2 \times 3,40 \times 2,5 \times 56 = 119 \text{ t}$
5- Dalle pleine	$0,803 \times 133.50 = 107.20 \text{ t}$
6- Murs extérieurs	$0,281 \times (0,7 \times 94) = 18,49 \text{ t}$

$$G = 629.66 \text{ t}$$

▪ Surcharge d'exploitation :

1- Plancher à corps creux	$0,25 \times 546,10 = 136.53 \text{ t}$
2- Dalle pleine	$0,35 \times 133.50 = 46.73 \text{ t}$

$$Q = 183.26 \text{ t}$$

Donc :

$$W = 629.66 + 0,2 \times 183.26 = 666.31 \text{ t}$$

4- Plancher 3 eme étages : (Niv. 4 ; 5)

▪ Charge permanente G :

1- Plancher à corps creux	$0,528 \times 546,10 = 288.34 \text{ t}$
2- Poutres principales $((4,00 \times 2) + (3,50 \times 3) + (3,80 \times 1)) \times 7 + (3,10 \times 1) \times 5 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 51.48 \text{ t}$	
3- Poutres secondaires	$((3,75 \times 2 + 3,50 \times 4)) \times 8 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,5 = 45.15 \text{ t}$
4- Poteaux	$(0,50)^2 \times 4,76 \times 2,5 \times 56 = 166.60 \text{ t}$
5- Dalle pleine	$0,803 \times 133.50 = 107.20 \text{ t}$
6- Murs extérieurs	$0,281 \times (0,7 \times 94) = 18,49 \text{ t}$

$$G = 667.26 \text{ t}$$

▪ Surcharge d'exploitation :

1- Plancher à corps creux	$0,25 \times 546,10 = 136.53 \text{ t}$
2- Dalle pleine	$0,35 \times 133.50 = 46.73 \text{ t}$

$$Q = 183.26 \text{ t}$$

Donc :

$$W = 667.26 + 0,2 \times 183.26 = 703.91 \text{ t}$$

5- Plancher 2 eme étages : (Niv. 3 et 4)

▪ Charge permanente G :

1- Plancher à corps creux	$0,528 \times 712,40 = 376.15 \text{ t}$
---------------------------------	--

2- Poutres principales ((4,00x2)+(3,50x3)+(3,80x1)+(3,10x1)+(2,00x1))x9x0,30x0,40x2,5=	73.98 t
3- Poutres secondaires ((3,75 x 2) + (3,50 x4) + (2,25 x2)) x9x 0,3 x 0,35 x 2,5 =	61.43 t
4- Poteaux (0,60) ² x 4,76 x 2,5 x 81 =	347.00 t
5- Murs extérieurs 0,281 x (0,7 x 107) =	21,05 t
	G = 879.61 t

▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux	0,4 x 712,40 = 284.96 t
	Q = 284.96 t

Donc :

$$W = 879.61 + 0,2 \times 284.96 = 936.60 \text{ t}$$

6- Plancher 1 er étages : (Niv. 2 et 3)

▪ **Charge permanente G :**

1- Plancher à corps creux	0,528 x 712,40 = 376.15 t
2- Poutres principales ((4,00x2)+(3,50x3)+(3,80x1)+(3,10x1)+(2,00x1))x9x0,30x0,40x2,5=	73.98 t
3- Poutres secondaires ((3,75 x 2) + (3,50 x4) + (2,25 x2)) x9x 0,3 x 0,35 x 2,5 =	61.43 t
4- Poteaux (0,60) ² x 4,76 x 2,5 x 81 =	347.00 t
5- Murs extérieurs 0,281 x (0,7 x 107) =	21,05 t
	G = 879.61 t

▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux	0,4 x 712,40 = 284.96 t
	Q = 284.96t

Donc :

$$W = 879.61 + 0,2 \times 284.96 = 936.60 \text{ t}$$

7- Plancher R.D.C : (Niv. 1 ; 2)

▪ **Charge permanente G :**

1- Plancher à corps creux	0,528 x 712,40 = 376.15 t
2- Poutres principales ((4,00x2)+(3,50x3)+(3,80x1)+(3,10x1)+(2,00x1))x9x0,30x0,40x2,5=	73.98 t
3- Poutres secondaires ((3,75 x 2) + (3,50 x4) + (2,25 x2)) x9x 0,3 x 0,35 x 2,5 =	61.43 t
4- Poteaux (0,60) ² x 4,76 x 2,5 x 81 =	347.00 t
5- Murs voiles 4.36 x 2,5 x 79,40 x 0.20 =	173.09 t
	G = 1031.65t

▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux	0,4 x 712,40 = 284.96 t
	Q = 284.96 t

Donc :

$$W = 1031.65 + 0,2 \times 284.96 = 1088.64 \text{ t}$$

8- Plancher Entre Sol : (Niv.0 ; 1)

▪ **Charge permanente G :**

1- Plancher à corps creux	0,528 x 712,40 = 376.15 t
2- Poutres principales ((4,00x2)+(3,50x3)+(3,80x1)+(3,10x1)+(2,00x1))x9x0,30x0,40x2,5=	73.98 t
3- Poutres secondaires ((3,75 x 2) + (3,50 x4) + (2,25 x2)) x9x 0,3 x 0,35 x 2,5 =	61.43 t
4- Poteaux (0,60) ² x 2,72 x 2,5 x 81 =	198.23 t
5- Murs voiles 2.32 x 2,5 x 107 x 0.20 =	124.12 t
	G = 833.91 t

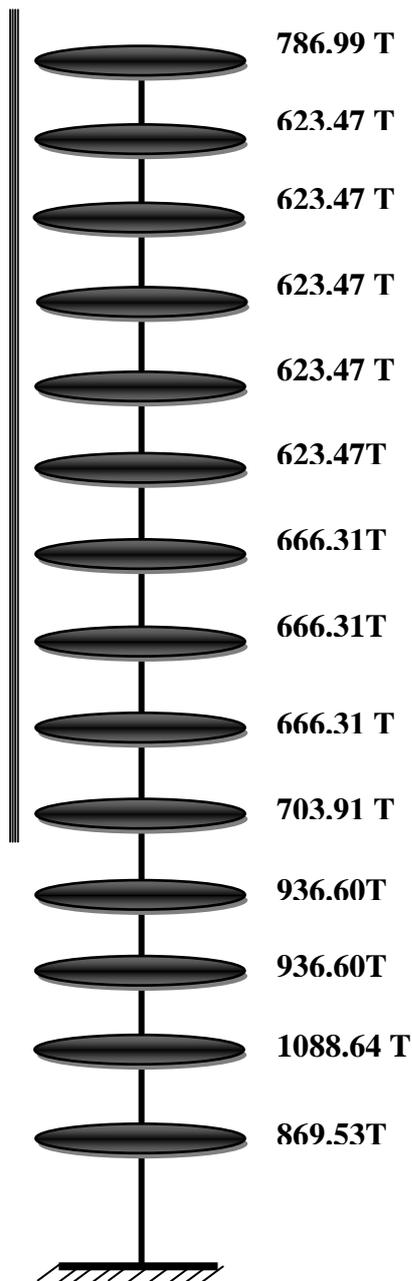
▪ **Surcharge d'exploitation :**

1- Plancher à corps creux	0,25 x 712,40 = 178.10 t
	Q = 178.10 t

Donc :

$$W = 833.91 + 0,2 \times 178.10 = 869.53 \text{ t}$$

Distribution des masses suivant chaque niveau :



$$W_{total} = \sum W_i = 10\,438.58T$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où :

- $\eta=0.94$ $T_1=0,15s$ $T_2=0,5s$ $T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases} \begin{cases} \text{Formule 4-7 RPA99} \\ \text{Formule 4-6 RPA99} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 44,88 \text{ m}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 27,40 \text{ m} \\ D_y = 26,00 \text{ m} \end{cases}$$

AN:

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (44,88)^{3/4} = 0,87 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$- \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{44,88}{\sqrt{27,40}} = 0,77 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{44,88}{\sqrt{26}} = 0,79 \text{ s} \end{cases}$$

▪ Condition sur la période fondamentale

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par la formule (4,6)-(4,7) »

$$T_x = \min (0,77 ; 0,87) \implies T_x = 0,77 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,79 ; 0,87) \implies T_y = 0,79 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_x = 0,77 \text{ s} \\ T_y = 0,79 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

✓ **Sens x :**

$$T_2 < T_x < 3 \text{ s} \implies 0,50 < 0,77 < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_x = 2,5(0,94) \left(\frac{0,5}{0,77} \right)^{2/3} = 1,87$$

✓ **Sens y :**

$$T_2 < T_y < 3 \text{ s} \quad 0,50 < 0,79 < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_y = 2,5(0,94) \left(\frac{0,5}{0,79} \right)^{2/3} = 1,84$$

IV.2.2.3 La force sismique totale sera :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W.$$

$$V_x = \frac{0,10 \times 1,87 \times 1,20}{4} \times 104385.5 = 5856.026 KN$$

$$V_y = \frac{0,10 \times 1,84 \times 1,20}{4} \times 104385.5 = 5762.079 KN$$

A) Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✓ Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ... etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_g = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_g = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

Mi : la masse de l'élément i.

Xi, Yi : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

✓ Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

Avec :

$$X_c = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_c = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}}$$

Iyi : Inertie de l'élément i dans le sens y.

Xi : Abscisse de l'élément Iyi.

Ixi : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Yi : Ordonnée de l'élément Ixi.

Le tableau IV-01 ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Story	XCM	YCM	XCT	YCT	ex	ey
STORY15	17.162	13	16.874	13.122	0.288	-0.122
STORY14	12.714	12.937	13.624	13.333	-0.91	-0.396
STORY13	12.658	12.881	13.602	13.316	-0.944	-0.435
STORY12	12.658	12.881	13.589	13.294	-0.931	-0.413
STORY11	12.658	12.881	13.577	13.268	-0.919	-0.387
STORY10	12.658	12.881	13.565	13.24	-0.907	-0.359
STORY9	12.729	12.88	13.547	13.207	-0.818	-0.327
STORY8	12.664	12.885	13.514	13.171	-0.85	-0.286
STORY7	12.669	12.891	13.464	13.128	-0.795	-0.237
STORY6	12.669	12.891	13.395	13.079	-0.726	-0.188
STORY5	12.62	12.891	13.323	13.024	-0.703	-0.133
STORY4	13.508	12.894	13.272	12.968	0.236	-0.074
STORY3	13.567	12.891	13.177	12.922	0.39	-0.031
STORY2	13.565	12.923	13.12	12.887	0.445	0.036
STORY1	13.672	12.869	13.529	13.088	0.143	-0.219

Tableau IV-01 : Centres de gravité des masses et centres de rigidité.

ex : excentricité théorique suivant x.

ey : excentricité théorique suivant y.

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

- **l'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment

$$e_x = | X_{cm} - X_{ct} |$$

$$e_y = | Y_{cm} - Y_{ct} |$$

- **l'excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (acc) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 27,40 \text{ m} \rightarrow e_x (acc) = 1,37 \text{ m}$$

$$e_y (acc) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 26,00\text{m} \rightarrow e_y (acc) = 1,30 \text{ m}$$

Story	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex(m)	ey(m)	ex (m)	ey (m)
STORY15	17.162	13	16.874	13.122	0.288	-0.122	1.37	1.3
STORY14	12.714	12.937	13.624	13.333	-0.91	-0.396	1.37	1.3
STORY13	12.658	12.881	13.602	13.316	-0.944	-0.435	1.37	1.3
STORY12	12.658	12.881	13.589	13.294	-0.931	-0.413	1.37	1.3
STORY11	12.658	12.881	13.577	13.268	-0.919	-0.387	1.37	1.3
STORY10	12.658	12.881	13.565	13.24	-0.907	-0.359	1.37	1.3
STORY9	12.729	12.88	13.547	13.207	-0.818	-0.327	1.37	1.3
STORY8	12.664	12.885	13.514	13.171	-0.85	-0.286	1.37	1.3
STORY7	12.669	12.891	13.464	13.128	-0.795	-0.237	1.37	1.3
STORY6	12.669	12.891	13.395	13.079	-0.726	-0.188	1.37	1.3
STORY5	12.62	12.891	13.323	13.024	-0.703	-0.133	1.37	1.3
STORY4	13.508	12.894	13.272	12.968	0.236	-0.074	1.37	1.3
STORY3	13.567	12.891	13.177	12.922	0.39	-0.031	1.37	1.3
STORY2	13.565	12.923	13.12	12.887	0.445	0.036	1.37	1.3
STORY1	13.672	12.869	13.529	13.088	0.143	-0.219	1.37	1.3

Tableau (IV-02): Excentricités Théorique et Accidentelle

VI.6.3 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

Le tableau (IV-03) ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.446368	67.9977	0.043	0	67.9977	0.043	0
2	1.29907	0.6258	30.1773	0	68.6236	30.2203	0
3	1.199923	0.2317	34.822	0	68.8552	65.0423	0
4	0.438146	13.8666	0	0	82.7219	65.0423	0
5	0.35333	0.0281	4.2459	0	82.7499	69.2882	0
6	0.321185	0.0051	12.8343	0	82.755	82.1225	0
7	0.209459	5.6838	0	0	88.4388	82.1225	0
8	0.161911	0.0079	1.0759	0	88.4466	83.1983	0
9	0.144008	0.0011	5.4222	0	88.4478	88.6205	0
10	0.128701	3.5098	0	0	91.9576	88.6205	0
11	0.097284	0.0053	0.6594	0	91.9629	89.2799	0
12	0.090504	1.9958	0.0005	0	93.9587	89.2804	0
13	0.087047	0.0002	3.0382	0	93.9589	92.3186	0
14	0.071309	0.0002	0.715	0	93.9591	93.0335	0
15	0.069359	0.0024	0.1352	0	93.9615	93.1688	0

Tableaux (IV-03): Période et facture de participation massique du modèle

Constatations :

- _ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1.446$ s
- _ Le 1^{er} mode est un mode de translation
- _ On doit retenir les 13 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

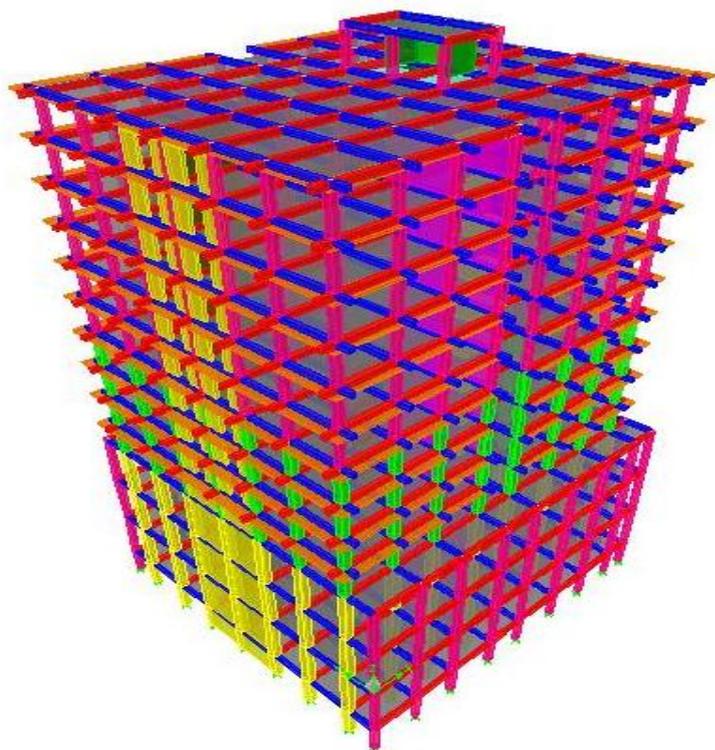


Figure 3 IV : Vue en 3 D

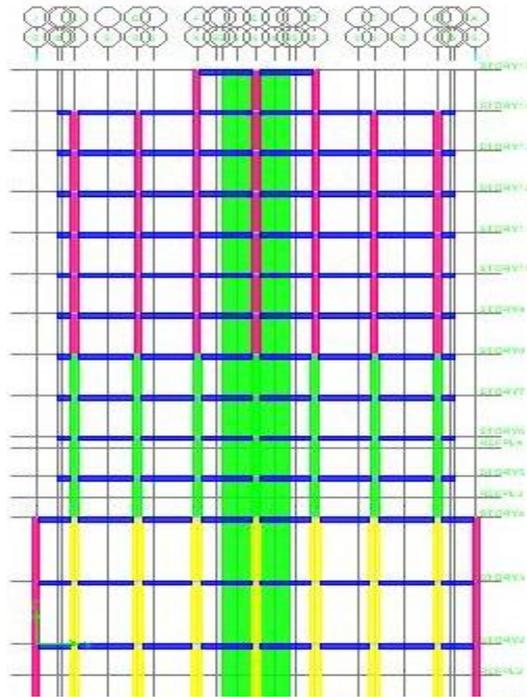


Figure 3 IV : Coupe sens Y-Y

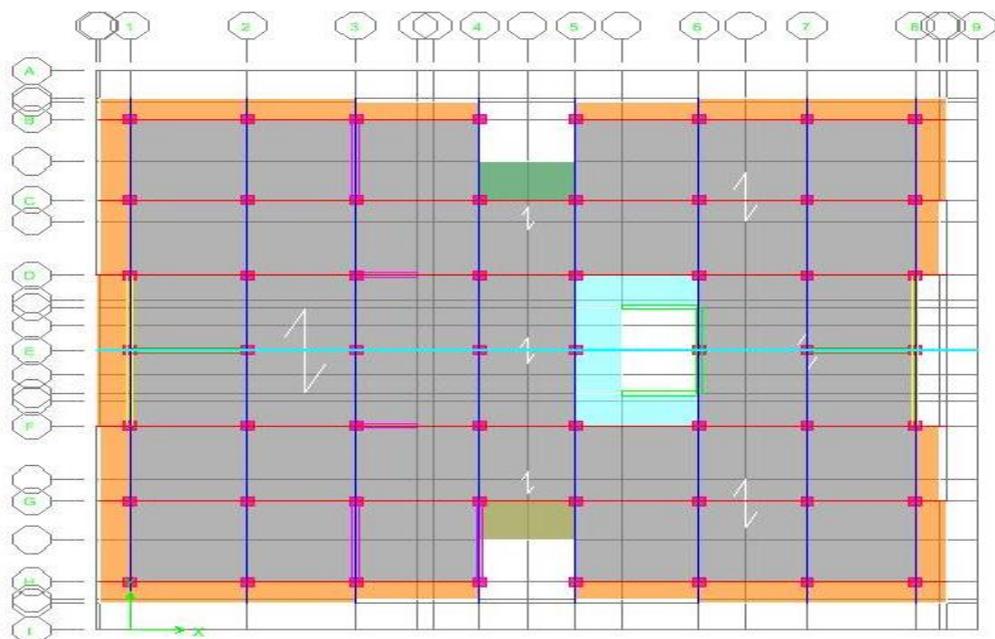


Figure 3 IV : Vue en plan

3) VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

✓ Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

T empirique = $0,71\text{sec} \times 1,3 = 0,93 \text{ ses} > T$ numérique = $0,93 \text{ sec}$.

Donc la condition est vérifiée.

IV.2.2.4 Résultante des forces sismique :

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse (forces , déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. (RPA 99V2003 Art 4.3.6 page 36)

Où : V_t : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique spectrale suivant le sens X : $V_{txdyn} = 458.08 T$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X : $V_{xstat} = 585.60 T$

$0.8 V_{xstat} = 468.48 T \implies V_{txdyn} < 0.8 V_{xstat} \implies$ Non vérifie

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique spectrale suivant le sens Y: $V_{tydyn} = 455.81 T$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens Y: $V_{ystat} = 576.20 T$

$0.8 V_{ystat} = 460.96 T \implies V_{tydyn} < 0.8 V_{ystat} \implies$ Non vérifie

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,02 \\ r_y = 1,01 \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par le rapport r_x ou r_y

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités après majoration:

Le tableau (IV-04) ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de Rigidité après majoration par le rapport r_x ou r_y .

Story	XCM	YCM	XCT	YCT	ex	ey
STORY15	17.162	13	16.875	13.133	0.287	-0.133
STORY14	12.736	12.938	13.65	13.341	-0.914	-0.403
STORY13	12.658	12.881	13.622	13.322	-0.964	-0.441
STORY12	12.658	12.881	13.604	13.298	-0.946	-0.417
STORY11	12.658	12.881	13.589	13.272	-0.931	-0.391
STORY10	12.658	12.881	13.573	13.242	-0.915	-0.361
STORY9	12.729	12.88	13.553	13.209	-0.824	-0.329
STORY8	12.664	12.885	13.519	13.172	-0.855	-0.287
STORY7	12.669	12.891	13.468	13.129	-0.799	-0.238
STORY6	12.669	12.891	13.398	13.079	-0.729	-0.188
STORY5	12.62	12.891	13.325	13.024	-0.705	-0.133
STORY4	13.508	12.894	13.274	12.968	0.234	-0.074
STORY3	13.567	12.891	13.178	12.922	0.389	-0.031
STORY2	13.565	12.923	13.12	12.887	0.445	0.036
STORY1	13.672	12.869	13.529	13.088	0.143	-0.219

2) Excentricité accidentelle après majoration par le rapport r_x ou r_y :

Story	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey(m)	ex (m)	ey (m)
STORY15	17.162	13	16.875	13.133	0.287	-0.133	1.37	1.3
STORY14	12.736	12.938	13.65	13.341	-0.914	-0.403	1.37	1.3
STORY13	12.658	12.881	13.622	13.322	-0.964	-0.441	1.37	1.3
STORY12	12.658	12.881	13.604	13.298	-0.946	-0.417	1.37	1.3
STORY11	12.658	12.881	13.589	13.272	-0.931	-0.391	1.37	1.3
STORY10	12.658	12.881	13.573	13.242	-0.915	-0.361	1.37	1.3
STORY9	12.729	12.88	13.553	13.209	-0.824	-0.329	1.37	1.3
STORY8	12.664	12.885	13.519	13.172	-0.855	-0.287	1.37	1.3
STORY7	12.669	12.891	13.468	13.129	-0.799	-0.238	1.37	1.3
STORY6	12.669	12.891	13.398	13.079	-0.729	-0.188	1.37	1.3
STORY5	12.62	12.891	13.325	13.024	-0.705	-0.133	1.37	1.3
STORY4	13.508	12.894	13.274	12.968	0.234	-0.074	1.37	1.3
STORY3	13.567	12.891	13.178	12.922	0.389	-0.031	1.37	1.3
STORY2	13.565	12.923	13.12	12.887	0.445	0.036	1.37	1.3
STORY1	13.672	12.869	13.529	13.088	0.143	-0.219	1.37	1.3

Tableau (IV-05): Excentricités Théorique et Accidentelle

VI.6.3 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS après majoration par le rapport r_x ou r_y .

Le tableau (IV-06) ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.447179	68.0346	0.0364	0	68.0346	0.0364	0
2	1.29945	0.6043	30.4118	0	68.6389	30.4482	0
3	1.199351	0.2488	34.6339	0	68.8877	65.0821	0
4	0.437569	13.8724	0.0002	0	82.7601	65.0823	0
5	0.353358	0.0277	4.2951	0	82.7879	69.3774	0
6	0.320845	0.0066	12.7627	0	82.7945	82.1401	0
7	0.208891	5.6774	0	0	88.4719	82.1402	0
8	0.161909	0.008	1.0871	0	88.4798	83.2273	0
9	0.143927	0.0016	5.4038	0	88.4815	88.6311	0
10	0.128358	3.5032	0.0001	0	91.9847	88.6313	0
11	0.097275	0.0054	0.6605	0	91.9901	89.2917	0
12	0.090247	1.9879	0.0011	0	93.978	89.2928	0
13	0.086978	0	3.0512	0	93.978	92.344	0
14	0.070717	0.0005	0.8107	0	93.9785	93.1547	0
15	0.069166	0.0022	0.0387	0	93.9808	93.1934	0

Tableaux (IV-06): Période et facture de participation massique du modèle

Constatations :

- _ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1.447$ s
- _ Le 1^{er} mode est un mode de translation

_ On doit retenir les 13 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV.2.2.5 Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_t : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07.TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T_x \geq 0.7s \implies F_{ix} = 0.07 \times T_x \times V_x \leq 0.25V_x$$

$$T_y \geq 0.7s \implies F_{iy} = 0.07 \times T_y \times V_y \leq 0.25V_y$$

$$F_{ix} = 0.07 \times 0.77 \times 5856.026 \leq 0.25 \times 5856.026 \implies F_{ix} = 315.64 \text{KN} \leq 1464.00 \text{KN}$$

$$F_{iy} = 0.07 \times 0.79 \times 5762.079 \leq 0.25 \times 5762.079 \implies F_{iy} = 318.64 \text{KN} \leq 1440.52 \text{KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i h_i : le niveau ou s'exerce la force F_i

W_i W_j : poids revenant aux planchers i, j . h_j : niveau d'un plancher quel conque

On a :

$$V_x = 5856.026 \text{ KN}$$

$$V_y = 5762.079 \text{ KN}$$

Tableau (IV-07) effort tranchant :

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
11	786.99	52.36	41,206.80	806.90	792.78
10	623.47	48.96	30,525.09	597.74	587.28
09	623.47	45.56	28,405.29	556.23	546.49
08	623.47	42.16	26,285.50	514.72	505.71
07	623.47	38.76	24,165.70	473.21	464.93
06	623.47	35.36	22,045.90	431.70	424.14
05	666.31	31.96	21,295.27	417.00	409.70
04	666.31	28.56	19,029.81	372.64	366.12
03	666.31	25.16	16,764.36	328.28	322.53
02	703.91	21.76	15,317.08	299.94	294.69
01	936.60	17.00	15,922.20	311.79	306.33
RDC	936.60	12.24	11,463.98	224.49	220.56
Entre Sol	1088.64	7.48	8,143.03	159.46	156.67
Sous sol	869.53	2.72	2,365.12	46.31	45.50
Σ	10 438.55		282,935.13		

IV.2.2.6 Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Etage	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{kx} (KN)	V _{ky} (KN)
11	52.36	806.90	792.78	806.90	792.78
10	48.96	597.74	587.28	1,404.64	1,380.06
09	45.56	556.23	546.49	1,960.87	1,926.56
08	42.16	514.72	505.71	2,475.59	2,432.27
07	38.76	473.21	464.93	2,948.80	2,897.20
06	35.36	431.70	424.14	3,380.49	3,321.34
05	31.96	417.00	409.70	3,797.49	3,731.04
04	28.56	372.64	366.12	4,170.13	4,097.16
03	25.16	328.28	322.53	4,498.41	4,419.70
02	21.76	299.94	294.69	4,798.35	4,714.38
01	17.00	311.79	306.33	5,110.13	5,020.71
RDC	12.24	224.49	220.56	5,334.62	5,241.27
Entre Sol	7.48	159.46	156.67	5,494.07	5,397.94
Sous sol	2.72	46.31	45.50	5,540.39	5,443.44

Tableau (IV-08): Distribution horizontale des forces sismiques

Les moments de renversement sont présentés dans le tableau suivant:

Etage	h _i (m)	V _{kx} (KN)	V _{ky} (KN)	M (KN)x	M (KN)y
11	3.40	806.90	792.78	2,743.47	2,695.47
10	3.40	1,404.64	1,380.06	4,148.12	4,075.53
09	3.40	1,960.87	1,926.56	6,108.98	6,002.09
08	3.40	2,475.59	2,432.27	8,584.57	8,434.36
07	3.40	2,948.80	2,897.20	11,533.37	11,331.55
06	3.40	3,380.49	3,321.34	14,913.86	14,652.89
05	3.40	3,797.49	3,731.04	18,711.35	18,383.94
04	3.40	4,170.13	4,097.16	22,881.49	22,481.10
03	3.40	4,498.41	4,419.70	27,379.90	26,900.80
02	4.76	4,798.35	4,714.38	32,178.24	31,615.18
01	4.76	5,110.13	5,020.71	37,288.37	36,635.89
RDC	4.76	5,334.62	5,241.27	42,622.99	41,877.16
Entre Sol	4.76	5,494.07	5,397.94	48,117.06	47,275.10
Sous sol	2.72	5,540.39	5,443.44	53,657.45	52,718.54

Tableau (IV-09): Les moments de renversement

• **Effort tranchant max à la base :**

$$V = 5,540.39 \text{ KN}$$

• **Moment max à la base :**

$$M_x = 53,657.45 \text{ KN}$$

$$M_y = 52,718.54 \text{ KN}$$

IV.2.2.7 Vérification des déplacements

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec:

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 4$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forcessismiques F_i (y comparisl'effet de torsion) D'après les résultat donnés par le ETABS.

Les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$\delta_{ek} \text{ max (cm)}$		$\Delta k_{MAX} \times R \text{ (cm)}$		0.01 h_e (cm)	RPA
	δ_x	δ_y	Δx	Δy		
Terrasse	3	1.3	1.6	0.4	3.4	C.V
11	2.6	1.4	1.2	0.4	3.4	C.V
10	2.3	1.3	1.6	0.8	3.4	C.V
09	1.9	1.1	1.2	0.4	3.4	C.V
08	1.6	1	1.2	0.4	3.4	C.V
07	1.3	0.9	0.8	0.8	3.4	C.V
06	1.1	0.7	0.8	0.4	3.4	C.V
05	0.9	0.6	0.8	0.4	3.4	C.V
04	0.7	0.5	0.8	0.4	3.4	C.V
03	0.5	0.4	0.4	0.4	4.76	C.V
02	0.4	0.3	0.4	0.4	4.76	C.V
01	0.3	0.2	0.4	0.4	4.76	C.V
RDC	0.2	0.1	0.4	0	4.76	C.V
Entre Sol	0.1	0.1	0.4	0.4	2.72	C.V
Sous sol	0	0	0	0	0	C.V

Tableau IV.10 vérification des déplacements

IV.2.2.8 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. ce phénomène est appelé « effet $P\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet $P\Delta$.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0,10$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

Pour le sens X

Niveau	Wi (KN)	Vx	Hi(cm)	$\Delta_k \times R$	θ
11	786.99	806.90	3.4	1.6	0.0046
10	623.47	1,404.64	3.4	1.2	0.0016
9	623.47	1,960.87	3.4	1.6	0.0015
8	623.47	2,475.59	3.4	1.2	0.0009
7	623.47	2,948.80	3.4	1.2	0.0007
6	623.47	3,380.49	3.4	0.8	0.0004
5	666.31	3,797.49	3.4	0.8	0.0004
4	666.31	4,170.13	3.4	0.8	0.0004
3	666.31	4,498.41	3.4	0.8	0.0003
2	703.91	4,798.35	4.76	0.4	0.0001
1	936.60	5,110.13	4.76	0.4	0.0002
RDC	936.60	5,334.62	4.76	0.4	0.0001
Etre sol	1088.64	5,494.07	4.76	0.4	0.0002
Sous sol	869.53	5,540.39	2.72	0.4	0.0002

Tableau IV.11 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x

Pour le sens Y

Niveau	Wi (KN)	Vy	Hi(cm)	$\Delta k \times R$	θ
11	786.99	792.78	3.4	0.4	0.0012
10	623.47	1,380.06	3.4	0.4	0.0005
9	623.47	1,926.56	3.4	0.8	0.0008
8	623.47	2,432.27	3.4	0.4	0.0003
7	623.47	2,897.20	3.4	0.4	0.0003
6	623.47	3,321.34	3.4	0.8	0.0004
5	666.31	3,731.04	3.4	0.4	0.0002
4	666.31	4,097.16	3.4	0.4	0.0002
3	666.31	4,419.70	3.4	0.4	0.0002
2	703.91	4,714.38	4.76	0.4	0.0001
1	936.60	5,020.71	4.76	0.4	0.0002
RDC	936.60	5,241.27	4.76	0.4	0.0002
Etre sol	1088.64	5,397.94	4.76	0	0.0000
Sous sol	869.53	5,443.44	2.72	0.4	0.0002

Tableau IV.12 Justification vis à vis de l'effet P Δ sens y

IV.2.2.9-Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

$L_x = 27,40$ m

$L_y = 26,00$ m

Sens longitudinal :

Tableau IV-13: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mrx (KN.m)	Ms/Mr	vérification
10 438.55	27,40	13.70	143 008.14	52,718.54	2.67	Condition vérifiée

Sens transversal :

Tableau IV-14: vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mry (KN.m)	Ms/Mry	vérification
10 438.55	26,00	13	135 701.15	53,657.45	2.53S	Condition vérifiée

Finalement :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

● Poteaux

Se sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

● Poutres

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

● Voiles

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

L'étude des portiques (poteaux, poutres et voiles) sous charges verticales et horizontales, nous permet de déterminer les efforts sollicitant les différents éléments, c'est-à-dire les moments, les efforts tranchants et les efforts normaux, pour cela on utilise le logiciel (ETABS).

V.1.1. Ferrailage des portiques

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**

V.1.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant (M) dans les deux directions

Le calcul se fait avec les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales

A- Poteaux :

Selon le BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable :

- a) $1,35G + 1,5Q$ Combinaison du 1^{er} genre

Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2) Combinaison du 2^{eme} genre :

- b) $G + Q \pm E$

c) $0,8G \pm E$

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : action sismique.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes comme suit:

$$1) M_{\max} \longleftrightarrow N_{corr}$$

$$2) N_{\min} \longleftrightarrow M_{corr}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

a) Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage maximal en zone sismique I sera de :

$A_{min} = A_s > 0,7 \% bh$ (zone I).

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_{Lmax}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

b) Résultats des sollicitations donnés par ETABS 9.0.7 :

Les résultats des efforts (M,N ,T) internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel **ETABS9.0.7** sont résumés sous forme de tableau.

Poteau x cm ²	Sollicitation KN ou KN .m				Sollicitation KN ou KN .m				Comb
	M33		M33		M22		M22		
	Mmax	Ncorr	Nmin	Mcorr	Mmax	Ncorr	Mmax	Ncorr	
(60x60)	5.26	165.41	131.83	4.58	3.37	188.91	170.33	3.29	C1
	21.95	49.66	14.61	18.38	11.50	108.92	38.79	9.41	C2 ;C3
(50x50)	5.817	73.4	73.4	5.817	6.258	65.54	44.65	4.374	C1
	18.82	46.12	23.99	17.29	10.92	46.91	26.92	10.07	C2 ;C3
(40x40)	5.66	14.45	13.05	5.06	5.58	18.09	1.22	4.16	C1
	11.04	26.91	15.31	9.941	9.29	7.48	7.48	9.29	C2 ;C3

Tableau (V.1) : les sollicitations (M.N,T) des poteaux

- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 3 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(60 \times 60) cm^2$: pour les niveaux (Sous Sol-Entre Sol-R.D.C-1^{er} Étage).
 - Poteaux $(50 \times 50) cm^2$: pour les niveaux (2^{ème} -3^{ème} - 4^{ème} - 5^{ème} Étage).
 - Poteaux $(40 \times 40) cm^2$: pour les niveaux (6^{ème} - 7^{ème} - 8^{ème} - 9^{ème} - 10^{ème} - 11^{ème} Étage).

Combinaison d'action :

$1,35 G + 1,5 Q$ (C1)

$G + Q \pm E$ (C2)

$0,8G \pm E$ (C3)

Identification des poteaux :

Type I (60x60) :

1^{er} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C486 étage 4** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 4** combinaison (C1) .

M2 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C461 étage 4** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C481 étage 4** combinaison (C1) .

2^{eme} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 4** combinaison (C2) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 3** combinaison (C3) .

M2 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C453 étage 4** combinaison (C2) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C463 étage 4** combinaison (C2) .

Type II (50x50):

1^{er} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 8** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 8** combinaison (C1) .

M2 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C417 étage 6** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C417 étage 8** combinaison (C1) .

2^{eme} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 6** combinaison (C2) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 6** combinaison (C3) .

M2 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C416 étage 8** combinaison (C2) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C416 étage 8** combinaison (C3) .

Type III (40x40):

1^{er} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 14** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C453 étage 14** combinaison (C1) .

M2 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C421 étage 14** combinaison (C1) .

Pour (Nmin, Mcorr) le poteau le plus sollicité est **C463 étage 15** combinaison (C1) .

2^{eme} genre

M3 Pour (Mmax, Ncorr) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 10** combinaison (C2) .

Pour (N_{min}, M_{corr}) le poteau le plus sollicité est **C455 étage 12** combinaison (C2) .

M2Pour (M_{max}, N_{corr}) le poteau le plus sollicité est **C416 étage 14** combinaison (C2) .

Pour (N_{min}, M_{corr}) le poteau le plus sollicité est **C416 étage 14** combinaison (C2) .

c) Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version2003 :

En zone III (A_{smin}=0,7 % b x h):

Type I (Sous Sol-Entre Sol-R.D.C-1er Étage): Poteaux 60x60 AS min = 25,2 cm²

Type II (2^{ème} -3^{ème} - 4^{ème} - 5^{ème} Étage) : Poteaux 50x50 AS min = 17,5 cm²

Type III (6^{ème}-7^{ème}-8^{ème}- 9^{ème} - 10^{ème} - 11^{ème} Étage) : Poteaux 40x40 AS min = 11,2 cm²

V.1.2.1. Ferrailage longitudinal:

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

Pour la détermination des armateurs à L'E L U on a appliqué les méthodes simplifiées

Section partiellement comprimée :

-L'effort normal étant un effort de compression ou de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

· Section entièrement comprimée :

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

· Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces des armateurs.

✓ Exemple de ferrailage :

1^{ier} Cas : Combinaison (C1) : 1,35G +1,5Q

Soit un poteau **C486 étage 4** (dimensions : 60x60) (Zone I) :

c = c' = 7 cm; Section = 60x60 cm²

; acier Fe E400.

M_{max}=5.26 KN.m

N_{corr}= 165.41 KN

Calcul de l'excentricité :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_0 + e_a$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).
 fbu = 14,2 MPA.

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{comp}}} \quad e_0 = \frac{5.26}{165.41} = 0.032$$

$$ea = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 ; 476/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e1 = 0,032 + 0,02 = 0,052 \text{ m}$$

l : hauteur totale du Poteau.

lf : longueur de flambement du poteau.

$$lf = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4,76 = 3.332 \text{ m}$$

Si $lf / h < \max(15 ; 20.e1 / h)$

$$5.55 < \max(15 ; 1.73)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d - h/2)$$

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (3.332)^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.24 \times 2)$$

$$e2 = 0.0137 \text{ m.}$$

$$e = e1 + e2$$

$$e = 0.0657 \text{ cm}$$

$e < h/6$ $e < 10$ Section entièrement comprimée

$$M \text{ corrige} = N \text{ ultime} \times e = 165,41 \times 0,0657 = 10.87 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N \text{ max} = 165,41 \text{ KN} ; M \text{ corrigé} = 10.87 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 \times h - 0,81 \times C') b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,07) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,2$$

$$A = 0,74 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \times \alpha + M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,54 - 0,60/2 = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 165,41 \times 10^{-3} \times 0,24 + 10.87 \cdot 10^{-3} = 0.05 \text{ MN.m}$$

$$B = 165,41 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,07) - 0,05 = 0.069 \text{ MN.m}$$

$$A > B$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.05}{0.6 \times (0.54)^2 \times 14.2} = 0.0201$$

$$\mu_a < 0,186: \text{Domaine 1} \implies A_s \sigma_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{s1} = \frac{1}{400} \left(\frac{0.05}{0.53} - 0.165 \right) = -1.76 \text{ cm}^2$$

$A < 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

- **Armatures minimales :**

- Selon le R.P.A 99 /Version2003 :

$$A_{\min} = 0,7\% b \cdot h = 25,2 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le R.P.A 99/Version2003: $\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 144 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 216 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{s1}; A_{\min}) = 25,2 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 4T25 + 4T16 = 27,67 \text{ cm}^2$

2^{ème} Cas: Combinaison (C2) : G+Q ± E
(C3) : 0,8G ± E

Soit un poteau C455 étage 4 (dimensions : 60x60) (Zone I) :
c = c' = 7 cm; Section = 60x60 cm²
; acier Fe E400.

Mmax=21.95 KN.m

Ncorr= 49.66 KN

Calcul de l'excentricité :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e1 + e2 ; e1 = e0 + ea$$

e1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).
 fbu = 14,2 MPA.

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{comp}}} \quad e_0 = \frac{21,95}{49,66} = 0,44$$

$$ea = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 ; 476/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e1 = 0,44 + 0,02 = 0,46 \text{ m}$$

l : hauteur totale du Poteau.

lf : longueur de flambement du poteau.

$$lf = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,76 = 3,332 \text{ m}$$

Si $lf / h < \max(15 ; 20 \cdot e1 / h)$

$$5,55 < \max(15 ; 15,4)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d - h/2)$$

$$e_2 = \frac{31_f^2}{10^4 h} \times (2 + \alpha\phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times (3.332)^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.24 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0015 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 0.4615 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrige} = N \text{ ultime} \times e = 49,66 \times 0,4615 = 23.02 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N \text{ max} = 49,66 \text{ KN} ; M \text{ corrigé} = 23.02 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337 \times h - 0,81 \times C') b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,07) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,2$$

$$A = 0,74 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \times \alpha + M_u$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,54 - 0,60/2 = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 49,66 \times 10^{-3} \times 0,24 + 23.02 \times 10^{-3} = 0.03 \text{ MN.m}$$

$$B = 49,66 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,07) - 0,03 = 0.022 \text{ MN.m}$$

$$A > B$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.03}{0.6 \times (0.54)^2 \times 14.2} = 0.0141$$

$$\mu_a < 0,186: \text{Domaine 1} \implies A_{s\phi} = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.0693$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{s1} = \frac{1}{400} \left(\frac{0.03}{0.53} - 0.04966 \right) = 1.74 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

- Selon le R.P.A 99 /Version2003 :

$$A_{\min} = 0,7\% b \cdot h = 25.2 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

- Selon le R.P.A 99/Version2003: $\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 144 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 216 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

- **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{s1} ; A_{\min}) = 25.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T25 + 4T16 = 27,67 \text{ cm}^2$$

V.1.2. 2. Vérification :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{s\min} \succ \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\min} \succ \frac{0.23 \times 60 \times 54 \times 2.1}{400}$$

$$A_{s\min} = 3,912 \text{ cm}^2$$

Donc : condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On prend l'effort tranchant maximum et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$T_{\max} = 9,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{9,39 \times 10^3}{60 \times 54 \times 100} = 0,03 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{donc le ferrailage adopté est suffisant pour que la section résiste aux efforts extérieurs}$$

V.1.2.3. Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 (Art. 7-4-2-2), les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique d'armature transversale.

P_a : coefficient correcteur.

a- Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

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

$$L_f = 0,7 l_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{(60 \times 60^3) / 12}{60 \times 60}} = 17,32 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 476}{17,32} = 19,24$$

Calcul de P_a :

D'après le RPA 99 : Si $\lambda_g > 5 \Rightarrow P_a = 2,5$

On a : $\lambda_g = 19,24 > 5 \Rightarrow P_a = 2,5$

b- Calcul de l'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\begin{cases} t \leq \min(10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm} \\ t \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm} \\ t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale.} \\ t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante.} \end{cases}$$

c-Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone IRPA99 V2003; page 61

- ∅ = 1,2 cm \Rightarrow Lr = 1,2×40 = 48 cm, alors on adopte : Lr = 50 cm
- ∅ = 1,4 cm \Rightarrow Lr = 1,4×40 = 56 cm, alors on adopte : Lr = 60 cm.
- ∅ = 1,6 cm \Rightarrow Lr = 1,6×40 = 64 cm, alors on adopte : Lr = 70 cm.
- ∅ = 2,0 cm \Rightarrow Lr = 2,0×40 = 80 cm, alors on adopte : Lr = 80 cm.
- ∅ = 2,5 cm \Rightarrow Lr = 2,5×40 = 100 cm, alors on adopte : Lr = 100 cm.

d-La quantité des armatures transversales :

$$A_t = \frac{P_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot t$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 9,39 \times 10^2}{0,6 \times 348} \times 0,10 = 1,12 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone nodale.}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 9,39 \times 10^2}{0,6 \times 348} \times 0,15 = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante.}$$

e- les armatures minimales imposées par le RPA 99 :

La quantité d'armatures transversales $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3 \%$

En zone nodale $\rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$

En zone courante $\rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$

On adopte : 4Ø8 (2,01 cm²).

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (60×60 cm²). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99.

Poteau (cm ²)	A_{calcul}	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Section corresp (cm ²)	A_{trans} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
60x60	25.2	4T25 +4T16	27.67	4∅8	2,01	10	15
50x50	17,5	4T20 +4T14	18,73	4∅8	2,01	10	15
40x40	11,2	8T14	12,32	4∅8	2,01	10	15

Tableau V.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

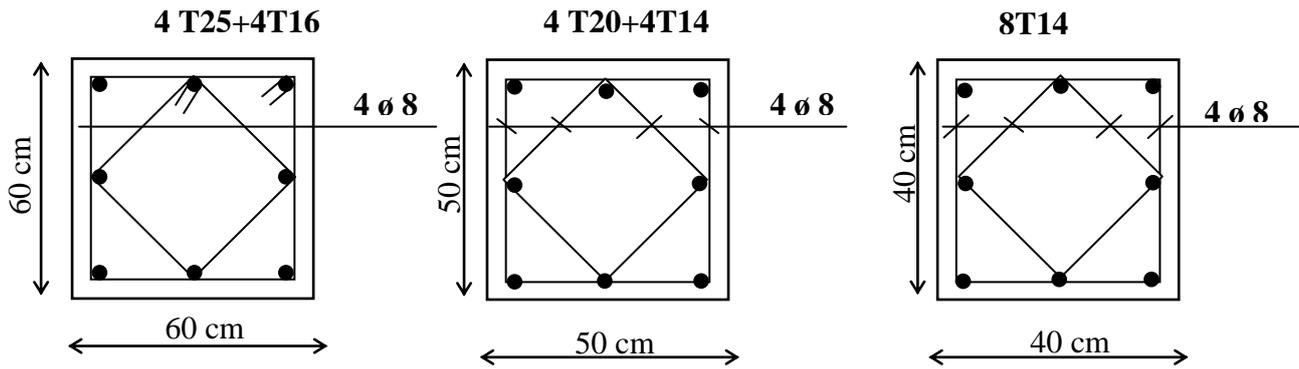


Figure.V.1 Ferrailage des poteaux (60x60) ; (50x50) et (40x40) cm²

V.1.3. FERRAILAGE DES POUTRES

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 ; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- 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.
 - La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I et II

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P (30x40) cm²
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S (30x35) cm²

V.1.3.1. Étude des poutres principales P.P (30×40)cm²

a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Poutre principale	En appui	En travée	Effort tranchant
P.P (30x40)cm ²	$M_a \text{ max (KN} \cdot \text{m)}$	$M_t \text{ max (KN} \cdot \text{m)}$	$T_{\max} \text{ (KN)}$
	92.6	33.1	13

Tableau V.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

b-Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

✓ Exemple de ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (30 × 40) cm².

Pour le niveau Sous sol, le ferrailage sera comme suite :

▪ En travée :

On doit prendre:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

donc:

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

$$\sigma_b = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{33.10}{14,2 \times 10^3 \times 0,30 \times (0,36)^2} = 0.0599 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,202 \times [1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}] = 0.0764$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 34,90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{33.10 \times 10^3}{34,90 \times 348} = 2,73 \text{ cm}$$

▪ Choix des armatures :

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA})$$

$$A = \max(2.73, 6)$$

$$A=3T14+2T12=6.88 \text{ cm}^2$$

▪ **En appuis :**

On doit prendre:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

donc:

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

$$\sigma_b = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{92.6}{14,2 \times 10^3 \times 0,30 \times (0,36)^2} = 0.1677 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,202 \times [1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}] = 0.2289$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 32,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{92.6 \times 10^3}{32,70 \times 348} = 8,14 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA})$$

$$A = \max(8.14, 6)$$

$$A=3T14+3T14 \text{ Chap.}=9.24 \text{ cm}^2$$

V.1.3.1.1. Vérification :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

b-Longueur de scellement droit :

Les barres doivent être ancrées le long d'une longueur l_s dite longueur de scellement droit avec un maximum de :

$$l_s = 50 \text{ cm} \text{ or } : l_s = L + 1 \Rightarrow l = l_s - L \quad L = 60\% l_s = 30 \text{ cm.}$$

$$l = 50 - 30 = 20 \text{ cm.}$$

c-Longueur minimale de recouvrement :

D'après le RPA 99 (Art. 7-4-2-1), la longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\varnothing \text{ en zone I c'est-à-dire } 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

V.1.3.1.2. Armatures transversales :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{\mu} = \frac{T}{b.d}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{13 \times 100}{30 \times 36} = 1,20 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\overline{\tau_{\mu}} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_{\mu}} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_{\mu} < \overline{\tau_{\mu}}$ c'est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = (1,14; 1,2; 3) = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_t = 4\phi 8 \text{ (} 2,01 \text{ cm}^2\text{)}$$

▪ Espacement des armatures :

Selon le RPA 99 (Art. 7-5-2-2) :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{10; 14,4 \text{ cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm en zone courante.}$$

Donc :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

Et la quantité d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003.S.b$$

Alors :

En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$.

La longueur de la zone nodale est l' tel que : $l' = 2h = 80 \text{ cm}$.

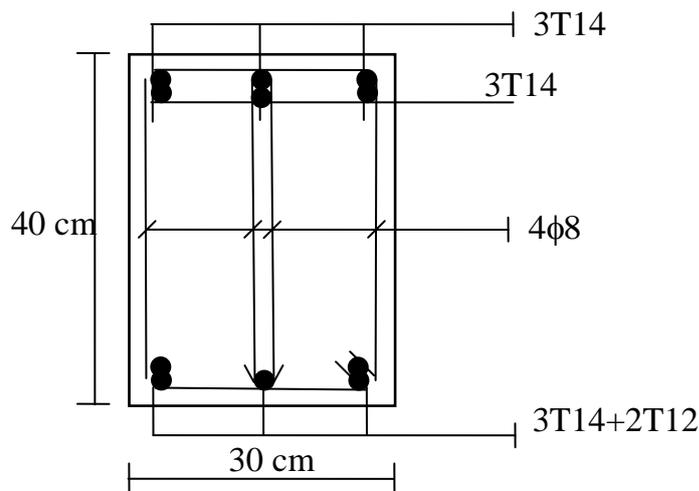


Figure V.2 Schéma de ferrailage de la poutre principale

Type		A_{calcul} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobter}$ (cm ²)	Ø (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	2.73	3T14+2T12	6.88	8	15	10
	Appui	8.14	3T14+3T14	9.24	8	15	10

Tableau V.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

V.1.3.2. Étude des poutres secondaires P.S (30×35) cm²

a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Poutre secondaires	En appui	En travée	Effort tranchant
P.P (30x40)cm²	M_a max (KN·m)	M_t max (KN·m)	T_{\max} (KN)
	45.8	38.6	3.6

Tableau V.5 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

b-Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91

Exemple de ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (30 × 35) cm².

Pour le niveau Sous sol, le ferrailage sera comme suite :

▪ En travée :

On doit prendre:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

donc:

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

$$\sigma_b = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{38.6}{14,2 \times 10^3 \times 0,30 \times (0,315)^2} = 0.0913 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,202 \times [1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}] = 0.1186$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 30,00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{38.6 \times 10^3}{30 \times 348} = 3,70 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA})$$

$$A = \max(3.70, 5.25)$$

$$A = 3T14 + 2T12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

▪ En appuis :

On doit prendre:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

donc:

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

$$\sigma_b = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.b.d^2}$$

$$\mu = \frac{45.8}{14,2 \times 10^3 \times 0,30 \times (0,315)^2} = 0.1083 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,202 \times [1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}] = 0.1422$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 29,71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{45.8 \times 10^3}{29,71 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

▪ Choix des armatures :

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA})$$

$$A = \max(4.43, 5.25)$$

$$A = 3T14 + 2T12 \text{ Chap.} = 6.88 \text{ cm}^2$$

V.1.3.2.1. Vérification :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

b- Longueur de scellement droit :

Les barres doivent être ancrées le long d'une longueur l_s dite longueur de scellement droit avec un maximum de :

$$l_s = 50 \text{ cm} \quad \text{or} : l_s = L + l \Rightarrow l = l_s - L \quad L = 60\% l_s = 30 \text{ cm.}$$

$$l = 50 - 30 = 20 \text{ cm.}$$

c- Longueur minimale de recouvrement :

D'après le RPA 99 (Art. 7-4-2-1), la longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I c'est-à-dire $40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

V.1.3.2.2. Armatures transversales :

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_\mu = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$\tau_\mu = \frac{3,6 \times 100}{30 \times 31,5} = 0,38 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\overline{\tau_\mu} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_\mu} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_\mu < \overline{\tau_\mu}$ c'est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = (1; 1,2; 3) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi_6 (1,13 \text{ cm}^2)$$

▪ Espacement des armatures :

Selon le RPA 99 (Art. 7-5-2-2) :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{8,75; 14,4 \text{ cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm en zone courante.}$$

Donc :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

Et la quantité d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Alors :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

La longueur de la zone nodale est l' tel que : $l' = 2h = 70 \text{ cm}$.

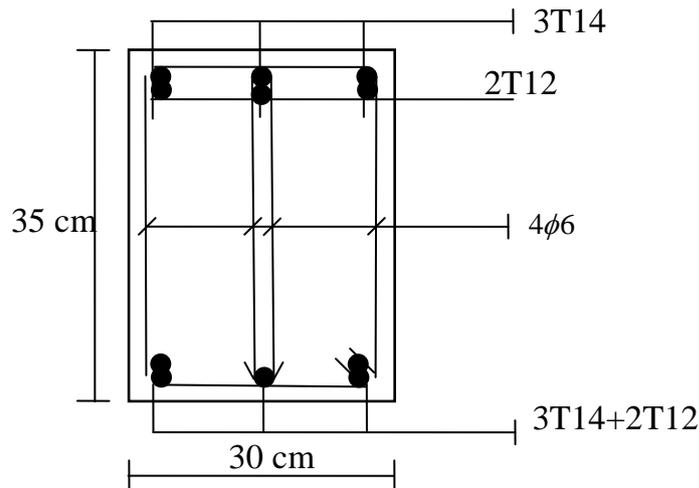


Figure V.3 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Type		A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adobier}$ (cm^2)	\emptyset (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	3.70	3T14+2T12	6.88	6	15	10
	Appui	4.43	3T14+2T12	6.88	6	15	10

Tableau V.6 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

V.1.4. ETUDE DES VOILES

V.1.4.1 Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

V.1.4.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

b. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48\text{MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1er cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{\min} = 0,15.a.L$

2eme cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3eme cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.1.4.3. Prescriptions imposées par RPA99 :

V.1.4.3.1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de 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 des voiles.

_ A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

_ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.1.4.3.2 Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

V.1.4.3.4 Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

V.1.4.3.5 Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

_ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$s \leq 1,5 e$$

$$s \leq 30\text{cm} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

_ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

_ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

_ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.1.4.4. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_c/2, 2l'/3) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_c : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

▪ **Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V02 (L= 3,80m) :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison $G + Q \pm E$

$M_{max}=836.43 \text{ KN.m}$

$N_{corr}= 512.04 \text{ KN}$

$N = 512.04 \text{ KN}$ $I=(0,2 \times 3,80^3)/12= 0,193 \text{ m}^4$

$M=836.43 \text{ KN.m}$ $A =0,76 \text{ m}^2$

$v = h/2 = 1,90 \text{ m.}$

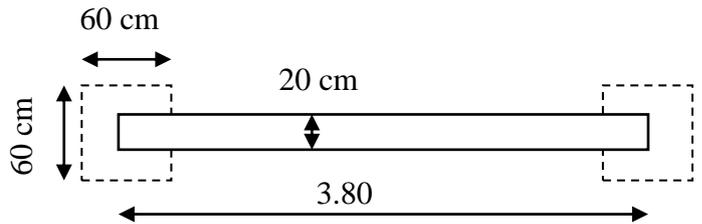


Figure V.4 Schéma du voile V1

▪ **Armatures verticales:**

▪ **Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{512.04}{0.76} + \frac{836.43 \times 1.90}{0.193} = 8.908 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{512.04}{0.76} - \frac{836.43 \times 1.90}{0.193} = -7.560 \text{ MPA}$$

$$L_t = L \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$L_t = 3.80 \left(\frac{7.560}{8.908 + 7.560} \right) = 1.74 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,80 - 1,74 = 2,06 \text{ m}$$

$$d \leq \min (4,36 / 2 ; (2/3) \times 2,06) = 1,37 \text{ m} \text{ soit : } d = 1,37 \text{ m}$$

▪ **Calcul de σ_2' :**

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -7,560 / 1,74 = -4.345$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -4,345 / (1,74 - 1,37) = -1.608 \text{ Mpa.}$$

$$v^2 = d/2 = 1,37/2 = 0.685 \text{ m.}$$

$$\Omega^2 = 0,2 \times 1,37 = 0.274 \text{ m}^2.$$

$$I' = (0,2 \times 1,37^3) / 12 = 0,0429 \text{ m}^4.$$

$$N1 = (\sigma_2' + \sigma_2) \times \Omega^2 / 2 = -1256.02 \text{ KN}$$

$$M1 = (\sigma_2' - \sigma_2) \times I' / 2 v^2 = 186.38 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 = -7560 \text{ KN/m}^2$$

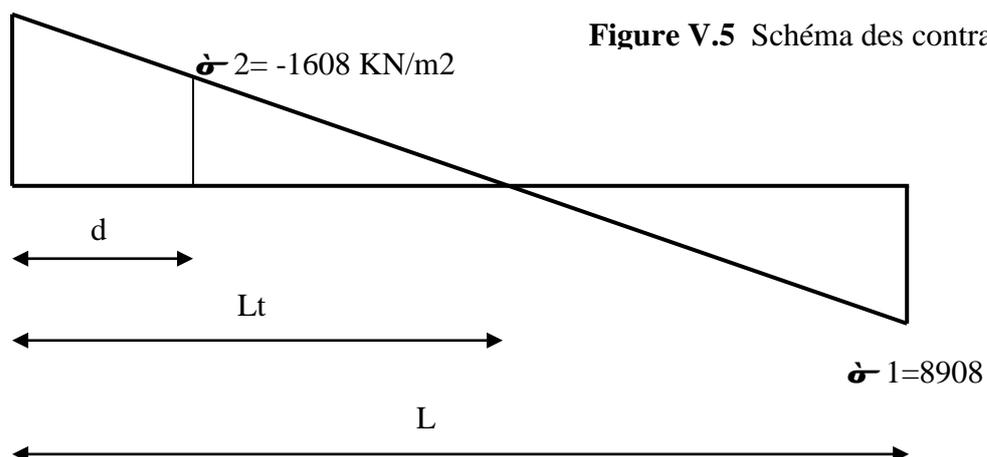


Figure V.5 Schéma des contraintes du voile V1

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 2,14 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,507 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{125602 \times 0.507}{(2.14 + 0.507) \times 400} = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{125602 \times 2.14}{(2.14 + 0.507) \times 400} = 25.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 6.01 + 25.39 = 32,40 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = A_s / 2d = 11,82 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendu (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{S \text{ RPA}} = 0,20\% \text{ b Lt}$$

b : épaisseur du voile

Lt : longueur de la section tendue

$$A_{S \text{ RPA}} = 0,002 \times 20 \times 174 = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ RPA}} / \text{ml/face} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

- **Dans la zone courante: d'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{\text{min}} = 0,10\% \times b \times L = 0,10\% \times 0,2 \times 3,80 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} / \text{ml/face} = 7,6 / (2 \times 3,8) = 1 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

Donc : $A_{S \text{ voile}} = \max (A_s, A_{\text{RPA}})$.

- **Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :**

_ En zone courante : $A_s = 2 \times 7,6 \times (3,80/2) = 28,88 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

_ En zone d'about : $A_s = 2 \times 6,96 \times (3,80/2) = 26,45 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

- **Choix des barres :**

_ En zone courante : soit 26HA12. ($A_s = 29,38 \text{ cm}^2$)

_ En zone d'about : soit. 14HA16 ($A_s = 28,14 \text{ cm}^2$)

- **espacement :**

_ En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

_ En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}.$

V.1.4.5. Ferrailage horizontal:

- **Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile Majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99) version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \times \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

$$\text{Application numérique: } \tau_u = 1.4 \times \frac{0.9436}{0.2 \times 0.9 \times 3.80} = 1.93 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$. (L'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

▪ **Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau - 0.3 f_{ij} \times K) / 0.8 f_e$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non muni d'indentations la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N: effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N: effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$

0,25 % de la section de voile considéré si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

▪ **Exemple d'application :**

Voiles V02 :

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{0.9436}{0.2 \times 0.9 \times 3.80} = 1.93 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \exists \tau_u = 1.93 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérifiée.

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$S_t \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm})$ (Art 7.7.4.3 RPA99).

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times S_t}{0.8 f_e} \quad A_t \geq \frac{1.93 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.10\% \times b \times L = 0.10\% \times 0.2 \times 3.80 = 7.6 \text{ cm}^2$ (pour les deux faces)

▪ **Choix des barres**

$A_s = 7.6 \text{ cm}^2 \text{ ml/face} \Rightarrow$ Soit: 7HA12/ml/face donc $A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ ml/face}$.

▪ La méthode décrite dans l'exemple précédent sera utilisée pour les autres voiles de la structure. Les tableaux qui suivent récapitulent les résultats.

NOTA :

Les voiles que nous avons choisis pour le calcul du ferrailage sont représentés dans la figure VII.8.

Schéma de ferrailage des voiles

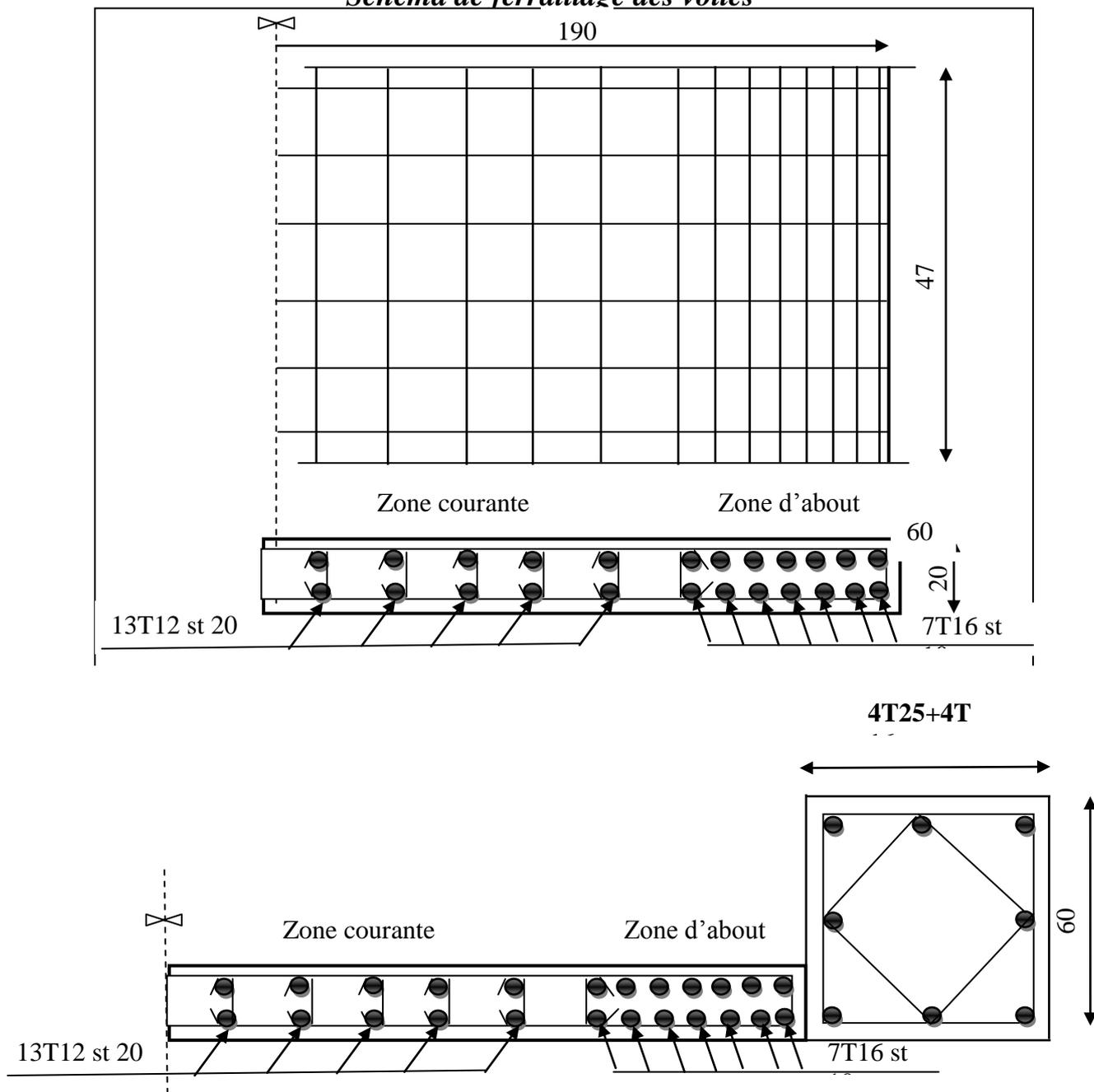


Figure V.6 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble poteau (RDC) et

V.1.5. VOILE PERIPHERIQUE

V.1.5.1.Introduction :

Il est important de prévoir au niveau du sous sol un voile périphérique, non pas comme un élément porteur, mais comme un élément destiné à prendre des forces horizontales (poussée des terres qui se présente sous forme triangulaire).

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau RDC.

D'après le RPA 99 modifié en 2003 (Art. 10.1.2), ce voile doit avoir des caractéristiques minimales qui sont :

- L'épaisseur $e \geq 15$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% 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.

V.1.5.2.Calcul de la poussée des terres :

$$Q = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

Avec:

Q: Poussée des terres (surface du triangle).

γ : Poids spécifique des terres.

h: Hauteur du voile.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec:

φ : Angle de frottement interne du sol.

K_a : Coefficient de poussée en fonction de l'angle φ .

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{12} \right) = 0,33$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \Rightarrow Q = 0,33 \times 1,8 \times \frac{(7,08)^2}{2}$$

$$\Rightarrow Q = 14,89 \text{ t/m}$$

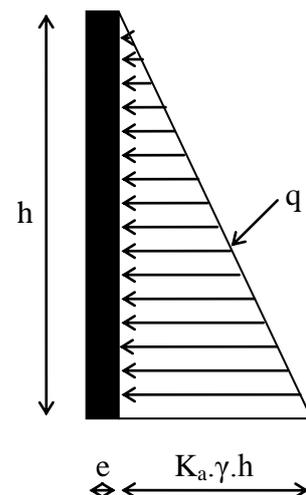


Figure V.7 : Schéma statique voile périphérique.

V.1.5.3.Poids propre du voile :

$$G_v = h \times e \times 2,5 = 7,08 \times 0,2 \times 2,5 \Rightarrow G_v = 3,54 \text{ t/m.l}$$

La charge pondérée par 1m.l sera :

$$q_u = 1,35 \cdot (Q + G_v) = 1,35(14,89 + 3,54) = 24,88 \text{ t/ml.}$$

V.1.5.4.Sous l'effet de la surcharge $q = 2\text{t/ml}$

$$P_q = K_0 \times q \times h$$

$$P_q = 0,33 \times 2 \times 7,08 = 4,67 \text{ t/ml}$$

$$P_q = 1,5 \times 4,67 = 7,00 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{total}} = q_u + p_q = 24,88 + 7,00 = 31,88 \text{ t/m.l}$$

V.1.5.5.Ferraillage :

On considère le voile comme une dalle pleine appuyée sur 04 côtés.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{7,08} = 0,5649 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens}$$

$$\alpha = 0,5649 \Rightarrow \mu_x = 0,0855; \mu_y = 0,253.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0855 \times 31,88 \times (4,00)^2 = 43,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,253 \times 43,61 = 11,03 \text{ KN.m}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée: ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$).

✓ **Sens X :**

a- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 32,71 \text{ KN.m, } b = 100 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{32,71}{1 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0711 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,0913$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha) = 17,34 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{32,71 \cdot 10^3}{17,34 \cdot 348} = 5,42 \text{ cm}^2.$$

on adopte: 5T12; $A = 5,65 \text{ cm}^2$

b- En appuis :

$$M_{ax} = 0,4M_{0x} = 21.81 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{21.81}{1.(0.18)^2 14,2.10^3} = 0.0474 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.0600$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 17.57 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{21.81.10^3}{17,57.348} = 3.57 \text{ cm}^2.$$

on adopte: 5T12; A = 5,65 cm²

✓ Sens Y :

$$M_{0y} = \mu_y.M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,253 \times 43.61 = 11.03 \text{ KN.m}$$

a- En travée :

$$M_t = 0,75M_{0y} = 8.27 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{8.27}{1.(0.18)^2 14,2.10^3} = 0.0179 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.0223$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 17.84 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{8.27.10^3}{17,84.348} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

on adopte: 5T10; A = 3,93 cm²

b- En appuis :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 5.52 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{5.52}{1.(0.18)^2 14,2.10^3} = 0.0120 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.0149$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 17.89 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{5.52.10^3}{17,89.348} = 0.89 \text{ cm}^2.$$

on adopte: 5T10; A = 3,93 cm²

V.1.5.6. Vérifications :

$$A_{min} = 0,1\% \text{ b.h}$$

$$A_{min} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \iff \text{Sens X} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \iff \text{Sens Y} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

a- Vérification de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies$ Sens X.....Vérifiée.

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies$ Sens Y.....Vérifiée.

b- Condition de cisaillement :

$$\tau_{\mu} = \frac{T}{b.d} \leq \overline{\tau_{\mu}}$$

$$T = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x}$$

$$T = \frac{31,88 \times 4,00 \times 7,08}{2 \times 7,08 + 4,00} = 49,72 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{49,72 \times 10}{100 \times 18} = 0,28 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_{\mu}} = \min(0,1.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable.

$\tau_{\mu} = 0,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\mu}} = 2,5 \text{ MPa}$Vérifiée.

c- Armatures transversales :

$$\tau_{\mu} \leq \overline{\tau_{\mu}} = 0,05.f_{c28}$$

$\tau_{\mu} = 0,28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\mu}} = 1,25 \text{ MPa}$. C.Vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

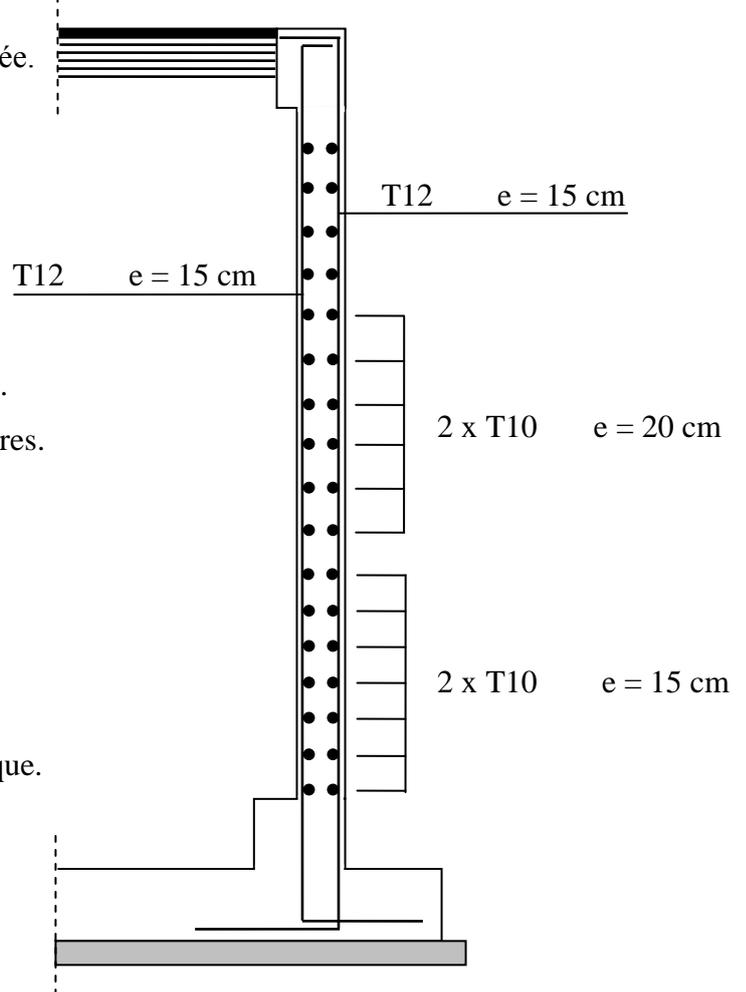


Figure V.8 : Schéma de ferrailage voile périphérique.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2. Etude du sol :

Le sol est l'élément primordial qu'il faut connaître avant tout choix et calcul des fondations.

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,50bars$.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le premier choix est généralement dirigé vers les semelles isolées pour des raisons économiques.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VI.4. RADIER GENERAL

VI.4.1. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VI.4.2. Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

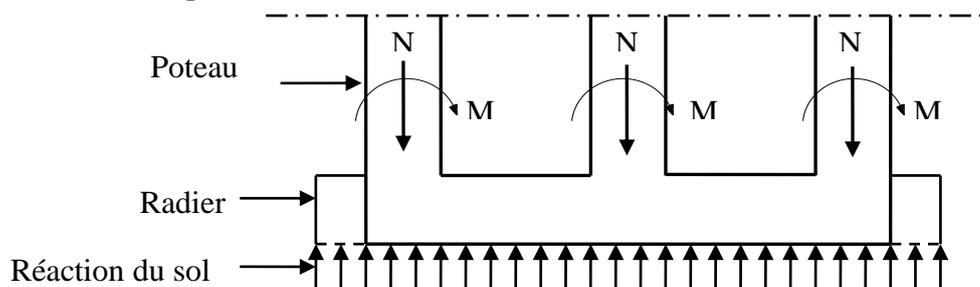


Figure VI.1 Schéma du Radier

VI.4.2.1. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 9,887.87T.$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 550.71T$$

VI.4.2.2. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 14,174.69 T$$

$$\text{E.L.S: } N_{ser} = G_T + Q_T = 10,438.58 T$$

VI.4.2.3. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N = N_{ser} = 10,438.58 T.$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 10,438.58 / 15 = 695.91 \text{ m}^2$$

$$S_{rad}: \text{ surface en plan du radier } \quad S = 744,80 \text{ m}^2 \text{ (voir sur plan)}$$

$$S_{nécessaire} = 695.91 \text{ m}^2 < S_{batie} = 744,80 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est $S_{radier} = S_{batie} = 744,80 \text{ m}^2$

$$S_{débr} : \text{ surface du débord (0,40 m ajouté sur tous le périmètre) } \quad S_{débr} = 44,35 \text{ m}^2$$

$$\text{La section totale du radier est de : } S = S_{rad} + S_{débr} = 789.15 \text{ m}^2$$

VI.4.2.4. Vérification des contraintes

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S = S_{rad} + S_{débr} = 789.15 \text{ m}^2$$

N_{ser} : la somme des efforts normaux de tous les poteaux à la base de la structure selon la combinaison (G + Q) $\rightarrow N_{ser} = 104,385.80 \text{ Kn}$

$$\frac{N_{SER}}{S} = \frac{104,385.80}{789.15} = 132.28 \text{ kPa} < \sigma_{sol} = 150 \text{ kPa}$$

Donc le sol est capable de supporter les charges de l'ouvrage.

VI.4.2.5. Calcul de l'épaisseur nécessaire du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

a-1^{ere} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec } V_u : \text{ Effort tranchant ultime : } V_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

L : largeur maximal d'une bande de 1m.l ; L = 4,00 m

q_u : pression sous le radier à l'E.L.U.

$$q_u = \frac{N_u}{S}$$

$$q_u = \frac{14,174.69}{789.15} = 17.96 \text{ t/m}^2$$

$$V_u = \frac{17,96 \times 4}{2} = 35,92 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b_0}$$

$$d \geq \frac{35,92}{0,06 \times 25 \times 100} = 0,24 \text{ m}$$

$$h = \frac{10}{9d}$$

$$h = \frac{10}{9 \times 0,24} = 4,63 \text{ cm}$$

b-2eme condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{400}{25} \leq d \leq \frac{400}{20}$$

$$\Rightarrow 16 \text{ cm} \leq d \leq 20 \text{ cm}$$

$$h = 20 + c$$

$$h = 20 + 5 = 25 \text{ cm.}$$

Donc l'épaisseur à adopter pour le radier est : **h = 25 cm**

VI.4.2.6. Détermination la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifiée la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{400}{9} \leq h \leq \frac{400}{6} \quad \Rightarrow \quad 44 \text{ cm} \leq h \leq 66.67 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la poutre : **h = 60 cm**

VI.4.2.7. Vérification des contraintes dans le sol :

En tenant compte du poids propre du radier :

$$G_{rad.} = \gamma_b \cdot [h_r \cdot S_r + h_p \cdot b \cdot \sum L_i]$$

$$G_{rad.} = 2,5 \times [0,25 \times 789.15 + 0,35 \times 0.45 \times 505.8]$$

$$G_{rad.} = 692.38 \text{ t}$$

$$E.L.S. : N_{ser} = 10,438.58 + 692.38 = 11130.96 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{11130.96}{789.15} = 14.10 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

VI.4.2.8. Condition de poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime à la base du poteau du sous sol, $N_u = 2,717.37 \text{ kN}$

h : Epaisseur totale du radier (60cm).

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a + b) + 2h]$$

a, b : les dimensions du poteau du sous-sol (60 x 60)

$$U_c = 2[(0.60 + 0.60) + 2 \cdot 0.60] = 4.80 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot 4.80 \cdot 0.60 \cdot \frac{25000}{1.5} = 2160 \leq 2,717.37 \text{ Condition non vérifiée donc en augmente la hauteur}$$

totale du radier

$$U_c = 2[(0.70 + 0.70) + 2 \cdot 0.70] = 5.60 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot 5.60 \cdot 0.70 \cdot \frac{25000}{1.5} = 2940 \geq 2,717.37 \text{ Condition est vérifiée}$$

On prend la hauteur de la poutre : **$h = 70 \text{ cm}$**

. VI.4.3. Caractéristique du radier :

1- centre de gravité du radier :

$$X_g = 9,64 \text{ m}$$

$$Y_g = 3,85 \text{ m}$$

2- inertie du radier dans les deux sens :

$$I_x = 829,574 \text{ m}^4$$

$$I_y = 4867,765 \text{ m}^4$$

3- la longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

Avec : I : inertie de la poutre : $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ $I = \frac{0.45 \cdot (0.7)^3}{12} = 0.0129 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton. $E = 3216420 \text{ T/m}^2$.

b : largeur de la poutre. $b = 0,45 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur du sol : $K = 500 \text{ t/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0129}{500 \times 0,45}} = 5,21 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,18 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, on considère que le radier est rigide.

VI.4.3.1. Evaluation des charges pour le calcul du radier

- **Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 179,60 - 0,625 = 178,98 \text{ KN/m}^2.$$

Donc les contraintes à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier sont:

$$Q = 178,98 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4.3.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux et le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

VI.4.3.3. Ferrailage de la dalle du radier

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- **1^{ère} cas :**

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

L_x : la petite portée.

L_y : la grande portée.

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

▪ **2^{ème} cas :**

Si : $\alpha = l_x / L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

✓ **Exemple de calcul**

$$\rho = l_x / L_y = 3,05 / 3,55 = 0,86 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \mu_x = 0,0498 ; \mu_y = 0,693.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0498 \times 178,98 \times (3,05)^2 = 82,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,693 \times 82,92 = 57,46 \text{ KN.m}$$

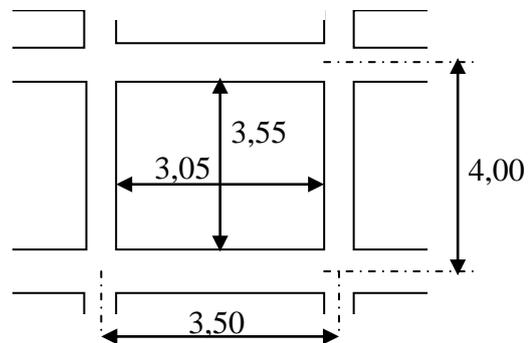


Figure VI.2 *panneau le plus défavorable (le plus grand).*

Sens x :

a-En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 70,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{70,48}{14,2 \times 10^3 \times 0,45 \times (0,225)^2}$$

$$\mu = 0,2179 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\epsilon_s = 10\%).$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{70.48}{14,2 \times 10^3 \times 0,45 \times (0,225)^2}$$

$$\mu = 0.2179 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

On adopte 7T14 A = 10,78 cm²/ml, S_t = 14,2 cm

b- En appui :

$$M_{ax} = 0,4M_{0x} = 33.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{33.17}{14,2 \times 10^3 \times 0,45 \times (0,225)^2}$$

$$\mu = 0.1025 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.1341$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 21,29 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{33.17 \times 10^3}{21,29 \times 348} \Rightarrow A_s = 4,48 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

✓ Sens y :

a-En travée :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,693 \times 82.92 = 57.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 48.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{48.84}{14,2 \times 10^3 \times 0,45 \times (0,225)^2}$$

$$\mu = 0.1509 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0.2036$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 20,67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{48.84 \times 10^3}{20,67 \times 348} \Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 A = 10,78 cm²/ml, S_t = 16,6 cm

b- En appui :

$$M_{ay} = 0,4M_{0y} = 22.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{22.98}{14,2 \times 10^3 \times 0,45 \times (0,225)^2}$$

$$\mu = 0,0710 \rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \quad (\varepsilon_s = 10\%).$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}\right) = 0,0911$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 21,68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{22,98 \times 10^3}{21,68 \times 348} \Rightarrow A_s = 3,05 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 ... A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

VI.4.3.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

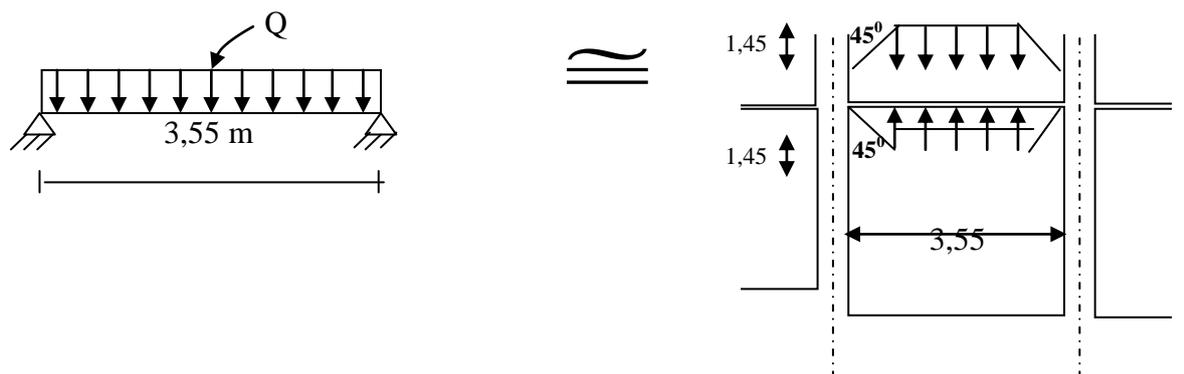


Figure VI.3 Répartition des charges sur les poutres

✓ Les lignes de rupture

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2}\right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2}\right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3,05 \text{ m}$

$Ly_1 = 3,55 \text{ m}$

$Lx_2 = 3,05 \text{ m}$

$Q = 178,98 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } Q' = \frac{178,98}{2} \left[\left(1 - \frac{3,05^2}{3 \times 3,55^2} \right) \cdot 3,05 + \left(1 - \frac{3,05^2}{3 \times 3,55^2} \right) \cdot 3,05 \right] = 411,57 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{411,57 \times 4,00^2}{8} = 823,14 \text{ KN.m}$$

a.1 Calcul du ferrailage

▪ En travée :

$$M_t = 0,80M_0 = 658,51 \text{ KN.m, } b = 45 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{658,51}{0,45 \cdot (0,63)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,2596 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,3810$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 53,40 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{658,51 \cdot 10^3}{53,40 \cdot 348} = 35,44 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{e}} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{\text{e}} \text{ lit } 4T20 ; A = 38,36 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{e}} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$$

▪ En appuis :

▪ Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 823,14 = 411,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{411,57}{0,45 \cdot (0,63)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,1623 < \mu = 0,392 \rightarrow A' n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,2227$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 57,39 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{411,57 \cdot 10^3}{57,39 \cdot 348} = 20,61 \text{ cm}^2.$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T12) chap. ; A = 24,15 cm².

▪ Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 823,14 = 164,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{164.63}{0.45 \cdot (0.63^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3)} = 0.0649 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0839$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 60.88 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{164.63 \cdot 10^3}{60,88 \cdot 348} = 7,77 \text{ cm}^2.$$

On adopte : (4T25) Fil. ; A = 19,63 cm².

b. Sens transversal(x)

$$L_{\max} = 3,45 \text{ m.}$$

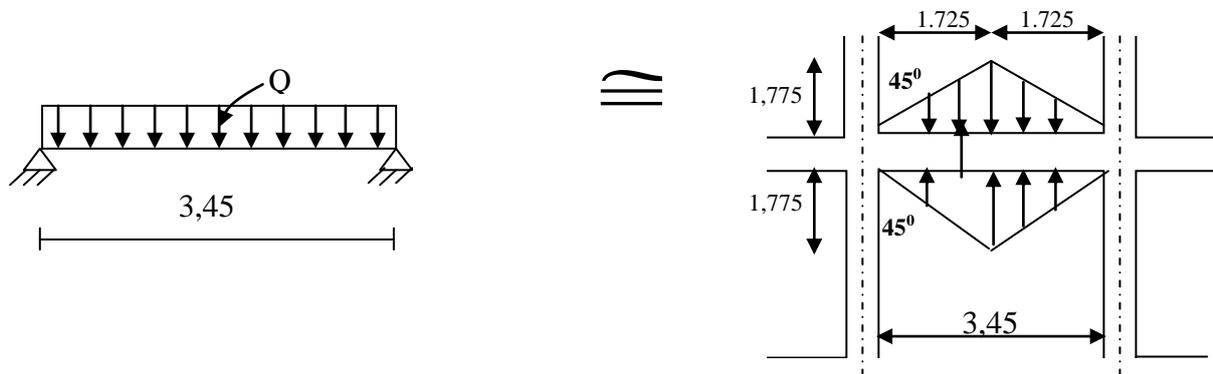


Figure VI.4 Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q = 178.98 KN/m²

$$Lx_1 = 3.45 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 178.98 \times 3.45 = 411.65 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = Q' L^2 / 8 = 612.46 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage

▪ En travée :

$$M_t = 0,80M_0 = 489.97 \text{ KN.m, } b = 45 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{489.97}{0.45 \cdot (0.63^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3)} = 0.1932 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.2708$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 56,18 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = \frac{489.97.10^3}{56,18.348} = 25,06 \text{ cm}^2.$$

on adopte: $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 ; A = 25,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

▪ **En appuis :**

▪ **Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 612.46 = 306.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{306.23}{0.45.(0.63^2.14,2.10^3)} = 0.1207 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1613$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 58.93 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = \frac{306.23.10^3}{58.93.348} = 14,93 \text{ cm}^2.$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T12) chap. ; A = 17,09 cm²

▪ **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_o = 0,2 \times 612.46 = 122.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{122.49}{0.45.(0.63^2.14,2.10^3)} = 0.0483 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0619$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 61.44 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = \frac{122.49.10^3}{61,44.348} = 5,73 \text{ cm}^2.$$

On adopte : (4T20) Fil ; A = 12,57 cm².

c. Armature de peau

Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

c.1. Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0,85 = 2,55 \text{cm}^2$$

Par paroi on prend :

$$2T14 = 3,08 \text{cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

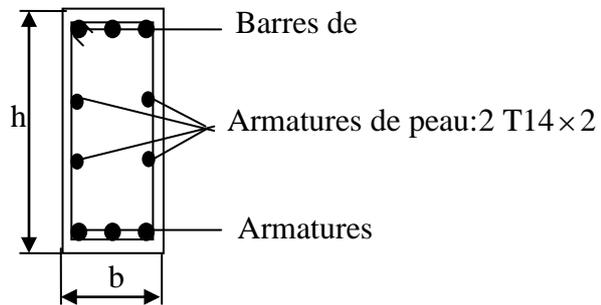


Figure VI.5 Répartition armatures dans les poutres

VI.4.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ fissuration préjudiciable

$b = 1 \text{m}$ (une bande de 1m de 4,00 longueur).

$N_u = N + \text{poid propre de la dalle}$

$$N_u = 14 \ 133.14 + (783.82 \times 0.25 \times 25) = 19 \ 032.015$$

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{19032.015}{783.82} \times \frac{4}{2} \times 1 = 48.56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{48.56}{1 \times 63} = 0.77 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \text{c, est verifié.}$$

VI.4.3.6. Armatures transversales

Selon le BAEL 91 (Art. 5-2-2) :

a-Diamètre: $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = (2; 2,5; 4,5) = 2 \text{cm}$

$$A_t = 4 \phi 8 \ (2,01 \text{cm}^2)$$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des barres longitudinales

h : est la hauteur totale de la poutre

b : la largeur de l'âme de la poutre

b-Espacement :

Selon le RPA 99 (Art. 7-5-2-2) :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{15; 19,2\text{cm}\} \text{ en zone nodale et en travée.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm en zone courante.}$$

Donc :

St = 15 cm en zone nodale.

St = 20 cm en zone courante.

Et la quantité d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Alors :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,70 \text{ cm}^2.$$

La longueur de la zone nodale est l' tel que : l' = 2h = 140 cm.

c-calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.4\text{m}$ et d'épaisseur $h = 25\text{cm}$

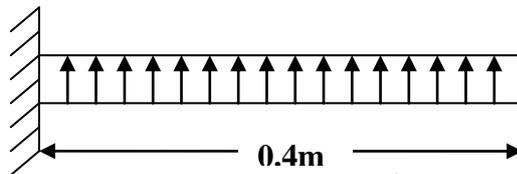


Figure VI.6 schéma statique de débord

• Sollicitation maximale :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{128752.14}{783.82} \cdot (0.4)^2 \cdot 1 = 26.28 \text{ KN/m} \Rightarrow M_u = 13.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{94750.50}{783.82} \cdot (0.4)^2 \cdot 1 = 19.34 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{ser} = 9.67 \text{ KN.m}$$

• Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.14}{0.45 \cdot (0.54)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0.0071 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n'existe.pas.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu}\right) = 0.0088$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 53.81 \text{ cm.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{13.14 \cdot 10^3}{53,81 \cdot 348} = 0,70 \text{ cm}^2.$$

VI.4.3.7. Armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{0,70}{4} \Rightarrow A_r = 0,175 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{r28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

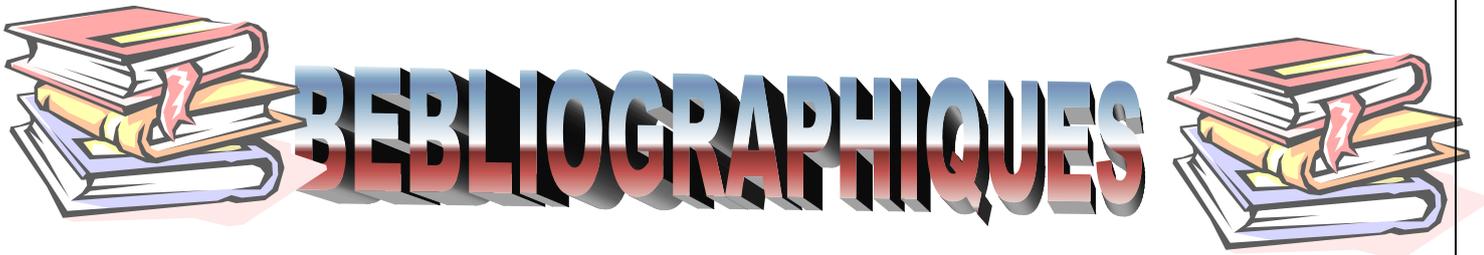
De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, Socotec ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



BIBLIOGRAPHIQUES

Les livres:

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991;*
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*;*
- 📖 *Cours Béton Armé-M. PERCHAT*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 Version 2003*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Saida 2009.*
- 📖 *Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+09 étages » en Béton Armé.Tlemcen 2012*
- 📖 *Etude d'une tour (R+14) en béton à usage multiple, Alger 2008.*
- 📖 *Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial «RDC+09 étages+ SS » en Béton Armé.Biskra 2013*

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ETABS
- SOCOTEC
- Logiciel EXCEL