



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Genie Civil
Structure

Réf. : S34...../2018

Présenté et soutenu par :
Mecidi Raounek

Le : lundi 25 juin 2018

Dimensionnement et modélisation d'un bâtiment a usage habitation R+12 implanté à Sétif

Jury :

M.	Haouara Salma	MAA	Université de Biskra	Président
Dr.	Gadri Karima	MAA	Université de Biskra	Examineur
M.	Femmam Abla	MAA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّاتِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّاتِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّاتِ

Resume :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+12), implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA99, B.A.E.L91 modifié 99, BAEL83, DTR Neige et Vent 99, RNV99 Cartes neige+vent).

Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis.

On terminera le travaille avec une conclusion générale.

المخلص:

بصدد اعداد مذكرة التخرج ،قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستعمال السكني ،متكونة من اثنا عشر طابق + طابق ارضي والتي تم انشاؤها في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 V 2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية مثل CBA99, BAEL83, BAEL91, RPA99 V 2003 (DTR Neige et Vent 99, RNV99 Cartes neige+vent) في هذا العمل قمنا بدراسة وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة ،بعدها قمنا بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية ،بالإضافة الى حساب العناصر الأساسية و الثانوية للبنائى. كما تطرقنا الى دراسة زلزالية بلستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية logiciel Robot في الاخير ننهي المذكرة بخاتمة عامة.

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **Madame Femmam Abla** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Je tenais à exprimer particulièrement mon vif remerciements à tous ceux qui apporté leur aide et soutient notamment **Mr Salah Zaidi, Saifi Dakhi ,Abdrabou Zakaria , Med Ben Smina**

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement **Mr Machkouri Mouhamed** pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs
Recommandations. Que dieu les protège

Mes chers frères et sœurs

(abdenour, abdelkader, sabrina, Ikram, mona, ihsene, oujedane) pour leur appui
et leurs encouragements permanents, et leur soutien moral

Toute ma famille Mecidi et Seksaf

Mes collègues et mes meilleurs amis avec lesquels j'ai partagé les haines et joies
tout au long de mon cursus

(Malika, Wahiba, karima, Imen, Fatima, Khaoula, Amina, Raouf, Ismail)

Toute la promotion 2018.

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.

Raounek Mecidi

SOMMAIRE

Résumé	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Liste des figures	V
Liste des tableaux	VI
Introduction générale	01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : introduction.....	02
I.2 : Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3 : Conception de la structure:	03
I.4 : Caractéristique mécaniques des matériaux	04
I.5 : Actions et sollicitations.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1.Pré-dimensionnement des éléments	13
II.1.1.Introduction	13
II.1.2 : Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	13
II.1.2.1 : Les poutres.....	13
II.1.2.2 : Poteaux	15
II.1.2.3 : Planchers.....	16
II.1.2.4 : les voiles	17
II.1.2.5 : Les escaliers	18
II.1.2.6 : Balcon	20
II.1.2.7 : Acrotère	20
II.2 : Evaluation et des charges	21
II.2.1 : Introduction.....	21
II.2.2 : Le Rôle de descente des charges.....	21
II.2.3 : Détermination des charges appliquées.....	21
II.2.3.1 : Plancher terrasse: (terrasse inaccessible).....	21
II.2.3.2: Plancher étage courant.....	22

II.2.3.3 : Murs extérieurs en maçonnerie.....	23
II.2.3.4 : Balcons	24
II.2.3.5 : Acrotère.....	25
II.2.3.6 : Les escaliers.....	25
II.2.3.7 : les voiles.....	27
II.2.3 : La descente de charge des éléments.....	28
II.2.3 .1 : Loi de dégression.....	28
II.2.3 .2 : Pour poteau central (intermédiaire) (B-5)	29
II.2.3 .3 : Pour poteau du coin (A-6).....	33
II.2.3 .4 : Pour poteau de rive (B-6).....	37
II.2.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003.....	42
II.2.4.1 : Vérification des dimensions.....	42
II.2.4.2 : Vérification de l'effort normal.....	42
II.2.4.3 : Vérification de la section de poteau	43

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	46
III.2. L'acrotère	46
III.3 : Les escaliers	52
III.4 : Poutre palière	61
III.5: Balcon	65
III.6 : Etudes des planchers	77

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	95
IV.2 : Choix de la méthode de calcul :	95
IV. 2.1 : Méthode statique équivalente :	95
IV.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale :	96
IV.2.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	96
IV.2.4 : Spectre de réponse de calcul.....	97
IV.3: Estimation de la période fondamentale de la structure	99
IV.4: Analyse de la structure :	99

IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires.....	99
IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	107
IV.4.3 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	109
IV.4.4 : Verification les déplacements.....	111
IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique.....	112
IV.4.6:Justification de l'effort P- Δ	114
IV.4.7: Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble.....	116

Chapitre V: Etude de neige et vent

V.1.Introduction.....	118
V.2 : Application de RNV 99 :.....	118
V.2.1 : Choix du sens du vent :.....	119
V.2.2 : Coefficient dynamique Cd.....	119
V.2.3 : Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	121
V.2.4 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi).....	123
V.2.5 : Evaluation de la pression due vent (q).....	123
V.2.6 : Calcul Force de frottement.....	128
V.2.7 : détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	132
V.2.8 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi).....	133
V.2.9 : Evaluation de la pression due vent (q)	133
V.2.10 : Calcul Force de frottement.....	137
V.3 : Vérification de la stabilité :.....	140
V.4 : Conclusion.....	140

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

VI.1 : Introduction.....	141
VI.2 : Ferrailage des poteaux	141
VI.2.1 : Combinaisons des charges.....	141
VI.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003	142
VI.2.3 : Calcul de ferrailage des poteaux	143
VI.2.4 : Schéma du ferrailage du poteau	151
VI.3 : Ferrailage des poutres.....	152
VI.3.1.Definition	152

VI.3.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1.....	152
VI.3.3.Les poutre principales.....	152
VI.3.4 : Les poutres secondaires (30× 30).....	157
VI.3.5 : Schéma du ferrailage des poutre	162
VI.4 : Ferrailage des voiles	164
VI.4.1 : définition	164
VI.4.2:Types d'armatures.....	164
VI.4.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales	165
VI.4.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)	165
VI.4.5 : Calcul de la section des armatures	166
VI.4.6 : Vérification des voiles à l'Effort tranchant.....	171
VI.4.7 : Armatures horizontales	172
VI.4.8 : Schéma du ferrailage des voiles	173

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII .1 : Introduction	174
VII .2 : Définition	174
VII .3 : Le choix de type de fondation.....	174
VII.4 : Calcul des fondations	175
VII.5 : Radier général	176
VII.6 : Ferrailage du radier	182
VII.7 : Etude du débord du radier	186
VII.8 : Les sollicitations sur les nervures	187
VII.9 : Calcul du ferrailage	191
VII.10 : Schéma ferrailage	194
Conclusion Générale	196

LISTE DES FIGURES

	page
Figure I.1: Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton	07
Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	07
Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU	09
Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	11
Figure II.1 : poutre principale	15
Figure II.2: poutre secondaire	16
Figure II.3 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux	18
Figure II.4 : Schéma statique d'escalier	20
Figure II.5 : Schéma statique de l'acrotère	21
Figure II.6 : Plancher terrasse	22
Figure II.7 : composant d'un plancher étage	23
Figure II.8 : composant d'un mur extérieur	24
Figure II.9 : composant d'un palier	26
Figure II.10 : composant d'une volée paillasse	27
Figure II.11 : Surface afférente poteau (D-2)	30
Figure II.12 : désignations des niveaux du poteau (D-2)	30
Figure II.13 : Surface afférente poteau (E-1)	34
Figure II.14 : désignations des niveaux du poteau (E-1)	34
Figure II.15 : Surface afférente poteau (D-1)	38
Figure II.16 : désignations des niveaux du poteau (D-1)	39

Figure III.1 : Vue en plan d'un acrotère	46
Figure III.2 : section à ferrailer	48
Figure III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier	52
Figure III.5 : schéma de charges équivalentes	53
Figure III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier	54
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier	60
Figure III.8 : poutre palière	61
Figure III.9 : Dessin de ferrailage de poutre palier (appuis et travée)	64
Figure III.10 : Schéma statique des charges de balcon type 01	65
Figure III.11 : plan de ferrailage du balcon type 01 (E.C)	67
Figure III.12 : plan de ferrailage du balcon type 01 (terrasses)	70
Figure III.13 : Schéma statique des charges de balcon type 02	71
Figure III.14 : plan de ferrailage du balcon type 02 (E.C)	73
Figure III.15 : plan de ferrailage du balcon type 02 (terrasse)	76
Figure III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01	82
Figure III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02	84
Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01	87
Figure III.19 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02	99
Figure III.20 : Ferrailage des plancher	94
Figure IV.1 : variante n : 01 d'un voile	100
Figure IV.2 : variante n : 02 d'un voile	101

Figure IV.3 : disposition final des voiles	102
Figure IV.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=1.01)	104
Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.96 s)	105
Figure IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T=0.67s)	106
Figure IV .7 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x	110
Figure IV.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y	111
Figure V.1 : Action du vent	119
Figure V.2 : Légende pour les parois verticales	121
Figure V.3 : Valeur Cp sur les parois verticales	122
Figure V.4 : Légende pour les toitures plates	122
Figure V.5 : Valeur Cp sur les parois verticales	132
Figure VI.1 : coupe de ferrailage du poteau55×55	151
Figure VI.2 : ferrailage de poutre principale	162
Figure VI.3 : ferrailage de poutre secondaire	163
Figure VI.4 : coupe de ferrailage du voile	173
Figure VII. 1 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELU	188
Figure VII. 2 : Diagramme des efforts tranchant sens x ELU	189
Figure VII. 3 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELU	189
Figure VII. 4 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELU	189
Figure VII. 5 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELS	190
Figure VII. 6 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELS	190
Figure VII. 7 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELS	190

Figure VII. 8 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELS	191
Figure VII.9 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-Y	195
Figure VII.10 : Schéma de ferrailage du radier	196

LISTE DES TABLEAUX

	pages
Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier	11
Tableau II.1 : Charge due aux planchers terrasse	23
Tableau II.2 : Charge permanente due aux planchers	24
Tableau II.3 : Charge permanente d'un mur extérieur	25
Tableau II.4 : Charge permanente d'un balcon terrasse	25
Tableau II.5 : Charge permanente d'un balcon étage	26
Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier	27
Tableau II.7 : Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse)	28
Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation d'un voile	28
Tableau II.9 : La charge Permanente du poteau (D-2)	31
Tableau II.10 : Descente des charges du poteau central (D-2)	31
Tableau II.11 : La charge Permanente du poteau (E-1)	35
Tableau II.12 : Descente des charges du poteau du coin (E-1)	35
Tableau II.13 : La charge Permanente du poteau (D-1)	40
Tableau II.14 : Descente des charges du poteau du coin (D-1)	40
Tableau III.1 : Calcul des combinaisons	52
Tableau IV.1 : coefficient d'accélération de zone A	97
Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%)	98
Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q	98
Tableau IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle	100

Tableau IV.5: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	101
Tableau IV.6: les résultats des forces sismiques	103
Tableau IV.7 : Déplacements absolus pour les deux directions	109
Tableau IV.8 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité	113
Tableau IV.9: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	115
Tableau IV.10: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal	117
Tableau IV.11: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	116
Tableau IV.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)	117
Tableau V.1 : valeur de la pression dynamique de référence	118
Tableau V.2 : coefficients de topographie	119
Tableau V.3. : Pression dynamique Q_{dyn} sens 1	121
Tableau V.4 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.	122
Tableau V.5 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	123
Tableau V.6: la pression due au vent (q) du Parois vertical $C_{pi}=0.8$	123
Tableau V.7 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	125
Tableau V.8 : la pression due au vent (q) du parois vertical $c_{pi}=-0.5$	126
Tableau V.9 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	128
Tableau V.10 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	129
Tableau V.11 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	130
Tableau V.12 : pression dynamique q_{dyn} sens 2	131
Tableau V.13: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	132
Tableau V.14 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	132

Tableau V.15 : la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}=0.8$	133
Tableau V.16 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$	135
Tableau V.17 : la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}=-0.5$	136
Tableau V.18 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=-0.5$	137
Tableau V.19 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	138
Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	139
Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	141
Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales	143
Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	143
Tableau VI.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	152
Tableau VI.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	157
Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres	162
Tableau VI.7 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	166
Tableau VII.1 : La stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$	181
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes des fondations	181
Tableau VII.3 : résultats des moments sur appui et en travée(ELU)	183
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	184
Tableau VII.5 : résultats des moments sur appui et en travée(ELS)	185
Tableau VII.6 : Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	185

INTRODUCTION GENERALE

Le cycle de master est sanctionné par l'élaboration d'un projet de fin d'études que l'étudiant, futur ingénieur doit préparer et soutenir devant un jury. C'est dans ce cadre que nous avons été amenés à faire ce présent projet dont le thème est : **«Dimensionnement et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+12) implanté à Sétif».**

Les bâtiments sont destinés à abriter les hommes, les lieux de travail. En phase de construction aussi bien qu'en phase d'exploitation, le bâtiment doit pouvoir résister à sa propre charge et aux actions extérieures. Il devient donc important d'apprécier la qualité des matériaux et de dimensionner correctement les différents éléments de la structure porteuse d'où l'intervention des ingénieurs.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation à Sétif. Cette structure est contreventée par un système mixte (voile + portique).

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

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

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

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, suivant les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement, la descente charge, le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons) , l'étude dynamique, étude du vent, le ferrailage des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le CBA93 et BAEL91-83 et le RPA 99 version (2003).

Chapitre I :

**Présentation du
l'ouvrage et
caractéristiques des**

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DU L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1 : Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+12**). Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**, et les règles de calcul **CBA 93 ; BAEL91**.

I.2 : Présentation du l'ouvrage :

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+12) a usage d'habitation contreventement mixte sera implanté à la wilaya de SETIF. Cette région est classée en (**zone IIa**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

Cet ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée.
- 12 étages.

I.2.1: Dimensions de l'ouvrage :

A- En plan :

✓ Largeur en plan L_y	-----	18.50 m
✓ Longueur en plan L_x	-----	17.90 m

B- En élévation :

✓ Hauteur du RDC	-----	3.06 m
✓ Hauteur étage courant	-----	3.06 m
✓ Hauteur totale	-----	39.78 m

I.2.2: Données du site:

- ❖ Implantation à Sétif.
- ❖ La zone **IIa**.
- ❖ Le groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est 04
- ❖ La contrainte admissible du sol $Q_{adm}=1.2bar$
- ❖ Profondeur de l'ancrage : 1.50m à partir de terrain naturel (T.N).

I.2.3 : Donnée de base :

I.2.3.1 : Règlements et normes utilisées :

- Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :
- . RPA 99/version 2003 (**Règles Parasismiques Algériennes**).
 - . CBA 93 (**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).
 - .
 - . DTR BC 2.2 (**Charges permanentes et surcharges d'exploitation**).
 - . DTR BC 2.331 (**Règles de calcul des fondations superficielles**).

I.2.3.2 : Hypothèses de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.3 : Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Plancher :

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

- Plancher à corps creux.

Le plancher terrasse est inaccessible.

c) Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage.

d) Maçonnerie :

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

- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10cm et 15cm) d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs :

Cloison de séparation (seule paroi de brique) de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

f) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

g) Gaine d'ascenseurs :

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

I.4 : Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.4.1 : BETON : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment 350 kg/m³ (CPJ42.5) : (CRS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- Eau 175 L/m³.

I.4.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :**a) résistance à la compression f_{cj} : CBA 93 (article A 2.1.1.1)**

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. f_{c28} .

- $f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
- $f_{cj} = \frac{J}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa
- Pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour j \geq 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement). A 2.1.1.1 (CBA 93).

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPJ 42.5), la résistance moyenne f_{c28} . comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend : $f_{c28} = 25$ MPa

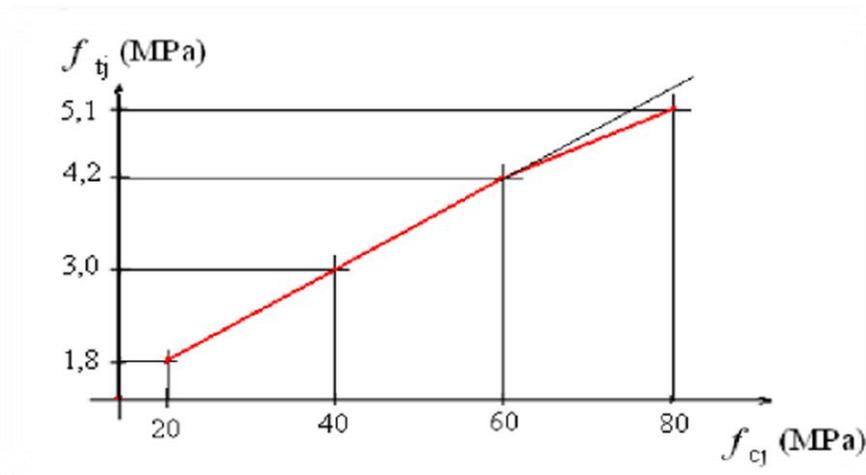
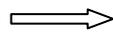


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{tj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{CBA 93 (article A.2.1.1.2)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$



$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

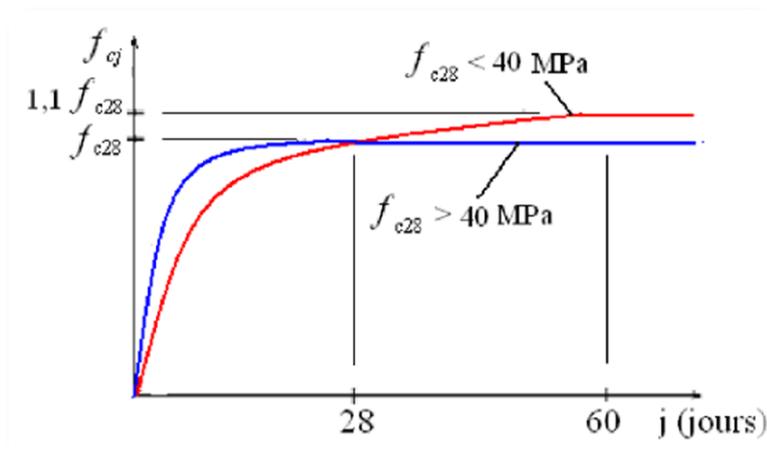


Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : CBA 93 (article A.5.1.2.1.1)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu préjudiciable.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu préjudiciable} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

- ✓ **Module de déformation instantanée :** Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

CBA93 (article A.2.1.2.1)

- ✓ **Module de déformation différée :** les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

CBA93 (article A.2.1.2.2)

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ on a :

- $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- $E_{v28} = 10818.90 \text{ MPa}$

e) Module déformation transversale du béton :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3)

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

- ✓ ELU : $\nu=0$ et $G=0,5 \cdot E$
- ✓ ELS : $\nu=0,2$ et $G=0,42 \cdot E$

f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

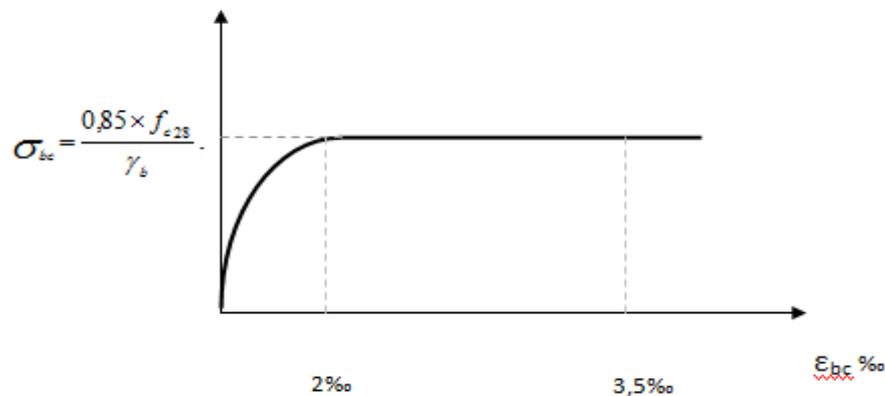


Figure I. 3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Avec :

- ε_{bc} : Déformation du béton en compression
- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

- γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 : \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 : \text{cas de combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$

I.4.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.4.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS : BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 \times f_e, \max (240, 110(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

I.4.2.2 : Principales armatures utilisées :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

❖ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa.

I.4.2.3 : Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ_s .

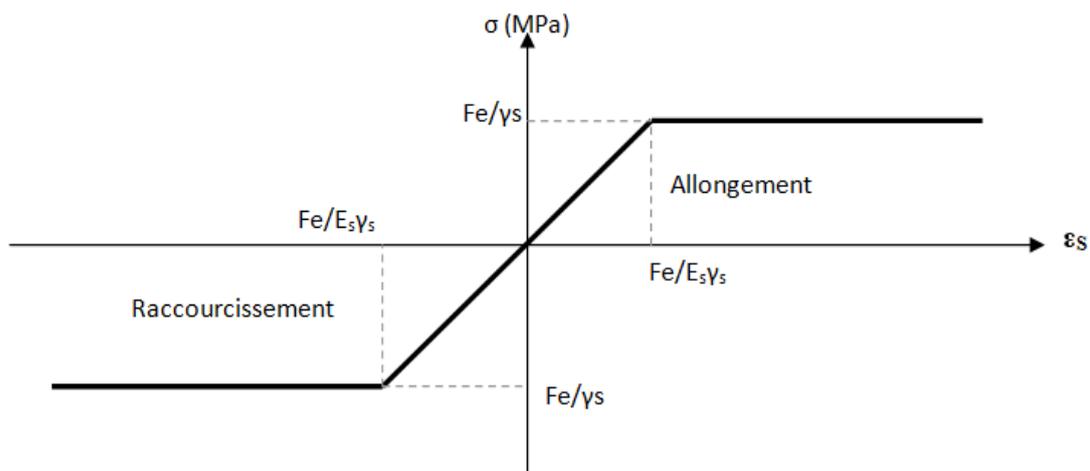


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

a/ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad . \quad E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b/ Etat limite service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation **CBA93 (article A 4.5.3.2)**

Préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110. \sqrt{\eta.f_{tj}}) \text{ Mpa}$ **CBA93 (article A 4.5.3.3)**

Très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90. \sqrt{\eta.f_{tj}}) \text{ Mpa.}$ **CBA93 (article A 4.5.3.4)**

η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{m} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

I.5 : Actions et sollicitations :**I.5.1: Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

-Des charges permanentes,

- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques.

- ❖ Actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.
- ❖ Actions variables (Q) : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.
- ❖ Actions accidentelles (E) : Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

I.5.2 : Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

- ✓ Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q₁ : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- ✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- ✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton.
- . La fissuration du béton.

.La déformation des éléments.

I.5.3 : Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situation durable : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelles : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

Chapitre II :

Pré-dimensionnement Et Descente des charges

CHAPITRE 02 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 : Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions des règles parasismique algériennes **RPA99/version 2003** et **CBA93**.

II.1.2 : Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.1.2.1 : Les poutres : D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres.

a) Poutres Principales :

- Condition de la portée:

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times L_{\max} \cdot L_{\max} = 3.80 \text{ m.}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 380 = (25.33 \div 38) \text{ cm.}$$

On prend : **h = 35 cm.**

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0.3 \div 0.4) h$

$$b = (0.3 \div 0.4) \times 35 = (10.5, 14) \text{ cm.}$$

On prend : **b = 30 cm.**

- Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \frac{40}{30} = 1.16 < 4 \quad \text{condition vérifier}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

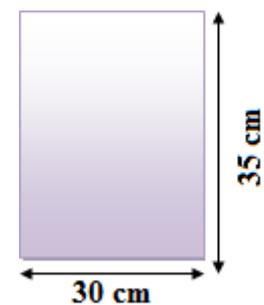


Figure II.1 : poutre principale

b) **Poutres Secondaire :**• Condition de la portée:

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times L_{\text{Max}} \quad ; \quad L_{\text{Max}} = 3.30 \text{ m}$$

$$h = (22 \div 33) \text{ cm.}$$

On prend: **h = 30 cm.**

$$b = (0.3 \div 0.4) h = (9 \div 12) \text{ cm.}$$

On prend : **b = 30 cm.**

• Condition de R.P.A.99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

condition vérifier

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

condition vérifier

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \frac{40}{30} = 1 < 4$$

condition vérifier

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

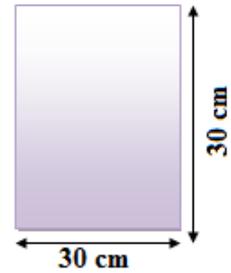


Figure II.2: poutre secondaire

II.1.2.2 : Poteaux :

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 page 48»**.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$* \text{Min} (b1; h1) \geq 25 \text{ en zone IIa}$$

$$* \text{Min} (b1; h1) \geq h_e/20$$

$$* \frac{1}{4} < \left(\frac{h1}{b1} \right) < 4$$

Avec:

b1 : Largeur de la section

h1 : Hauteur de la section

he : Hauteur d'étage

$$\text{On prend : } b=40\text{cm et } h=45\text{cm et } h_e=3.06- 0.30 = 2.76 \text{ m}$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 pour la zone II

$$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 25 \text{ cm}$$

condition verifier

$$\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow 40 \geq 276 / 20 \Rightarrow 40 \geq 13.8 \text{ cm}$$

condition verifier

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/45 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 0.88 \leq 4$$

condition verifier

II.1.2.3 : Planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Il ya deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux

a) Plancher en corps creux :

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante : **CBA93 (art B.6.8.4.2.4)**.recommande que : la condition de la résistance a la flèche du plancher a corps creux est :

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

e : épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

L : c'est la longueur de la travée suivant la plus petite portée.

$$L = \min (L_x \text{ max} ; L_y \text{ max})$$

$$L = \min (380 ; 330)$$

Condition selon cba93 :

$$e = \frac{L}{22.5} \rightarrow \frac{330}{22.5} = 14.66 \text{ cm} \quad \text{alors, on adopte : } e = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend plancher corps creux (16+4) = 20 cm ; $H_e = 20 \text{ cm}$

b) Dimension des poutrelles :

$$1- 0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12 \rightarrow \text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$2- b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right) \rightarrow \text{avec } L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (27.7 ; 33) \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$3- \text{La largeur de la table de compression est égale à : } b = b_0 + 2b_1$$

$$\rightarrow b = 10 + 2 \times (27.5) = 65 \text{ cm}$$

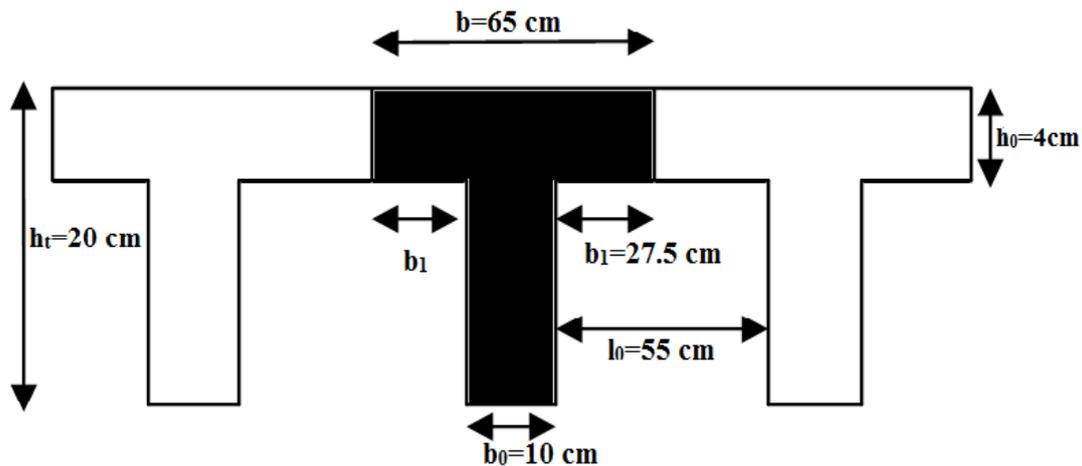


Figure II.3 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux

II.1.2.4 : les voiles : : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

Pour R D C et E C ($h_e = 3.06$ m) $3.06 - 0.30 = 2.76$ m

$$e \geq \frac{H_e}{20} \iff \frac{276}{20} = 13.80 \text{ cm}$$

Conclusion: $e \geq 13.80$ cm

Donc on prend $e = 15$ cm pour le RDC et l'étage courant.

Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles $L_{min} \geq 4a$

Dans notre cas $L_{min} = 330 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \iff$ (condition vérifiée)

II.1.2.5 : Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

Ho : demi-hauteur d'étage.

Lo: longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL**.

- **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$g+2h = 30+2 \times 17 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

*Pour deux volées n = 18

*Pour une volée n = 9

- **La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

- **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = \mathbf{32.5}$$

H: hauteur d'étage = **3.06 m**

L: = **2.40 m**

- **Longueur de la volée (pailasse):**

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = \mathbf{2.85 \text{ m}}$$

- **Longueur du palier de repos: 3.775-2.40=1.375 m**

- **Épaisseur de la paillasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $l = 240 + 137.5 = 377.5$ cm

$$\frac{l}{20} \leq e \leq \frac{l}{30} \quad \frac{457.5}{30} \leq e \leq \frac{475.5}{20} \rightarrow 15.41 \leq e \leq 18.88 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

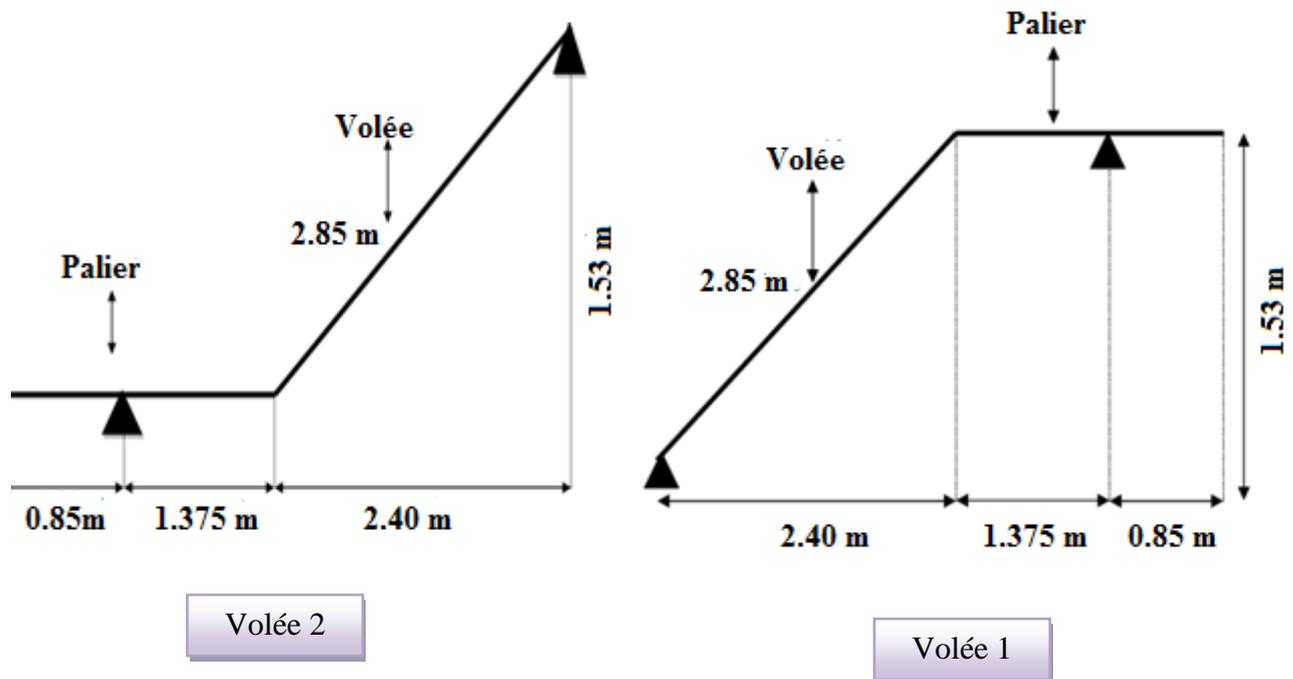


Figure II.4 : Schéma statique d'escalier

II.1.2.6 : Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans une extrémité et libre dans l'autre.

-Condition de la flèche (résistance à la flexion) ; pour notre projet on a 2 types du balcon :

Pour les dalles reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} + 7$

Type 01 :

$$L = 137.5 \text{ cm} \quad \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} + 7 = 3.93 \leq e \leq 11.58 \text{ on prend } e = 12 \text{ cm}$$

Type 02 :

$$L = 115 \text{ cm} \quad \frac{L}{35} < e < \frac{L}{30} + 7 = 3.28 \leq e \leq 10.28 \text{ on prend } e = 12 \text{ cm}$$

On prend $e = 16 \text{ cm}$

II.1.2.7 : Acrotère :**Surface:**

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times \frac{1}{2})$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

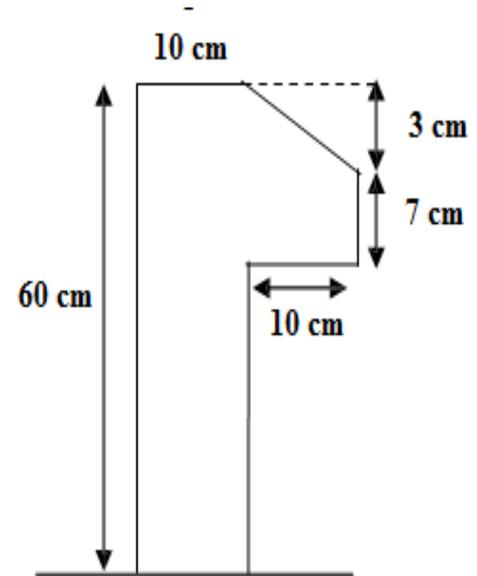


Figure II.5 : Schéma statique de l'acrotère

II.2 : Evaluation et des charges :

II.2.1 : Introduction :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au niveau de chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

II.2.2 : Détermination des charges appliquées :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

II.2.2.1 : Plancher terrasse: (terrasse inaccessible)

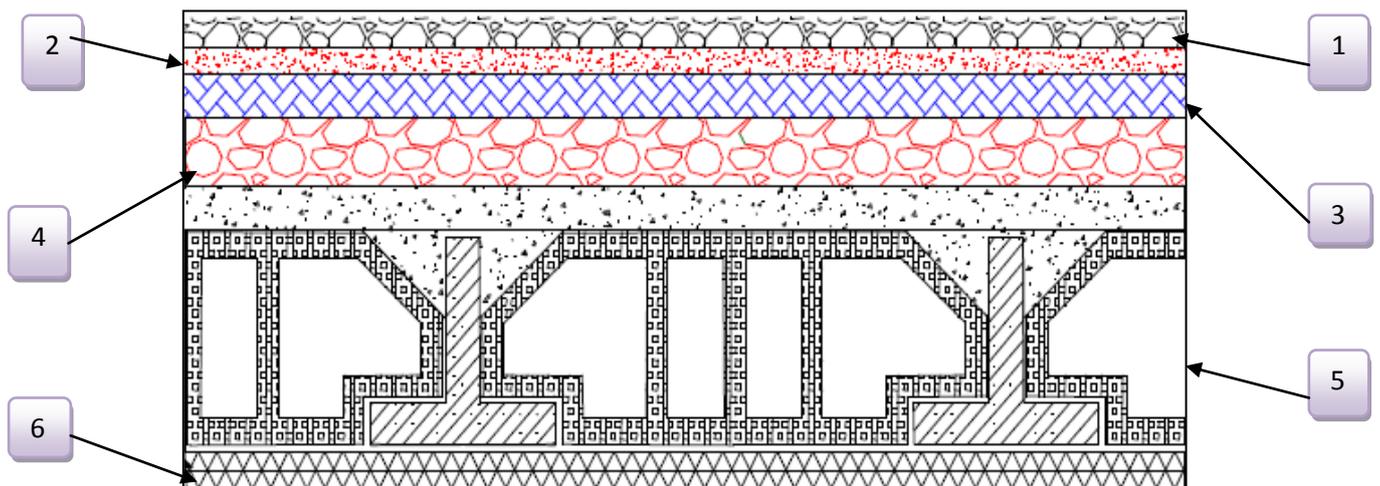


Figure II.6 : Plancher terrasse

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	1500	0.75
02	Etanchéité multicouche	0.05	200	0.10
03	Forme de pont	0.1	2200	2.20
04	Isolation thermique	0.04	400	0.16
05	Plancher à corps creux	(16+4)	1400	2.28
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.20
Charge permanente			G	5.69 (KN/m²)
Charge d'exploitation			Q	1 (KN/m²)

Tableau II.1 : Charge due aux planchers terrasse

II.2.2.2: Plancher étage courant :

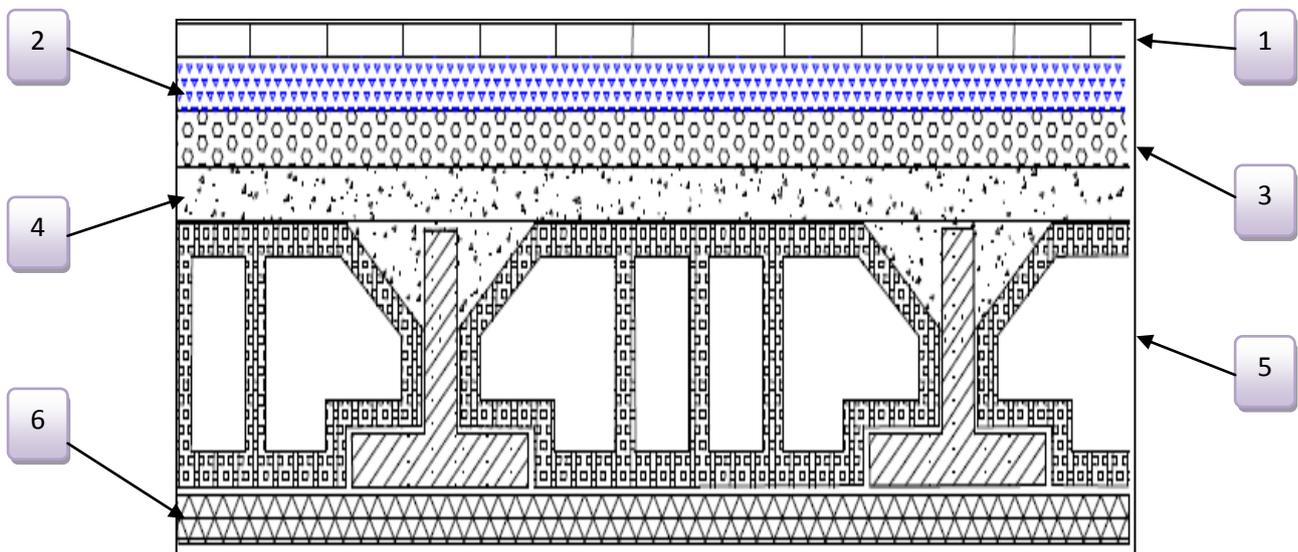


Figure II.7 : composant d'un plancher étage

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Revêtement de carrelage	0.02	2200	0.44
02	Couche de sable	0.02	1800	0.36
03	Mortier de pose	0.02	2000	0.4
04	Cloison de séparation	0.1	1000	1
05	Plancher à corps creux	0.2	1400	2.80
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Charge permanente			G	5.20 (KN/m ²)
Charge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m ²)

Tableau II.2: Charge permanente due aux planchers

II.2.2.3 : Murs extérieurs en maçonnerie :

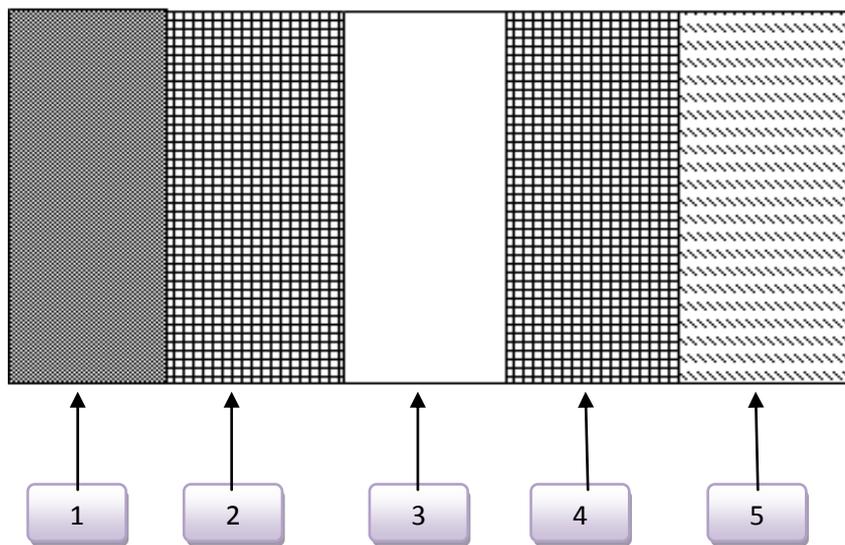


Figure II.8 : composant d'un mur extérieur

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Enduit en ciment	0.02	1800	0.36
02	Brique creuse	0.15	900	1.35
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Brique creuse	0.10	900	0.9
05	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Charge permanente			G	2.81(KN/m ²)

Tableau II.3:Charge permanente d'un mur extérieur

II.2.2.4 : Balcons :

❖ Balcon terrasse :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	1600	0.8
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	0.12
03	Isolant thermique (lige)	0.04	400	0.16
04	Forme de pente	0.05	2200	1.10
05	Plancher en dalle pleine	0.12	2500	3
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Charge permanente			G	5.38 (KN/m ²)
Charge d'exploitation			Q	1 (KN/m ²)

Tableau II.4:Charge permanente d'un balcon terrasse

❖ **Balcon étage courant :**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	2200	0.44
02	Mortier de pose	0.02	2000	0.40
03	Lit de sable	0.03	1800	0.54
04	Dalle pleine	0.12	2500	3
05	Enduit de ciment	0.01	1800	0.18
Charge permanente			G	4.56 (KN/m ²)
Charge d'exploitation			Q	3.5 (KN/m ²)

Tableau II.5: Charge permanente d'un balcon étage

II.2.2.5 : Acrotère :

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan}$$

Surcharge:

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 100 \text{ Kg}$$

II.2.2.6 : Les escaliers :

❖ **Palier :**

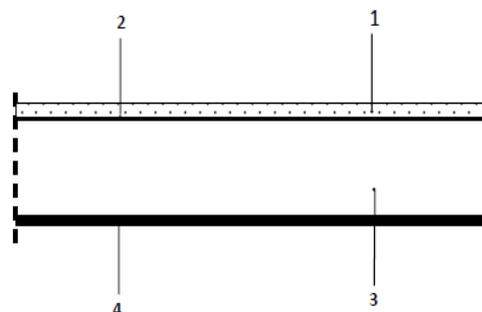


Figure II.9 : composant d'un palier

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	2200	0.44
02	Mortier de pose	0.02	2000	0.4
03	Poids propre de palier	0.15	2500	3.75
04	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
Charge permanente			G	4.79 (KN/m ²)
Charge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m ²)

Tableau II.6: Charge permanente et d'exploitation d'un palier

❖ Volée (paillasse) :

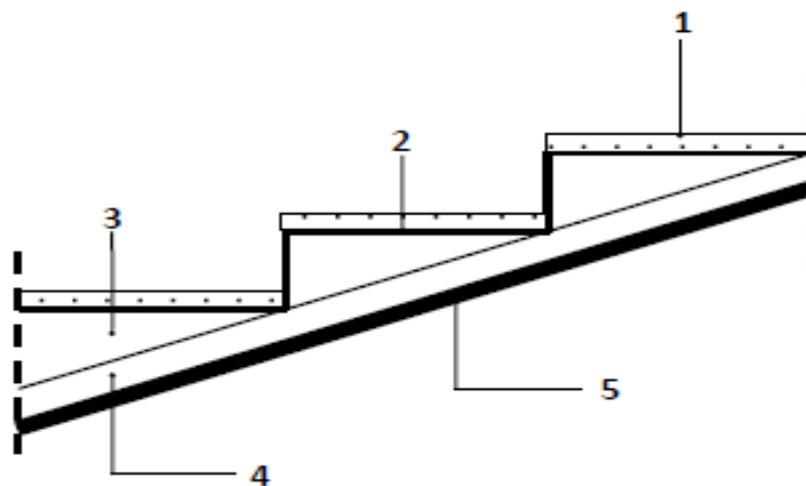


Figure II.10 : composant d'une paillasse

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m2)
01	Carrelage	0.02	2200	0.44
02	Mortier de pose	0.02	2000	0.4
03	Poids propre de marche	H=0.17	2200	$22 \times \frac{0.17}{2} = 1.87$
04	Poids propre de paillese	0.15	2500	$25 \times \frac{0.15}{\cos 32.5} = 4.45$
05	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
06	Garde corps	/	/	1
Charge permanente			G	8.36 (KN/m2)
Charge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m2)

Tableau II.7: Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillese)

II.2.2.7 : les voiles :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (Kg/M)	G (KN/m2)
01	Béton arme	20	25	5
02	Enduit de plâtre	2	10	0.2
03	Enduit de ciment	2	22	0.44

Tableau II.8: Charge permanente et d'exploitation d'un voile

Avec :

$$G_{\text{voile exterieure}} = 5 + 0.2 + 0.44 = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{voile interieure}} = 5 + 0.2 \times 2 = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

II.3 : La descente de charge des éléments :

II.3.1 : Le Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations

Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.3.2 : Loi de dégression : D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Donc on a :

$$Q_8 = Q \times 1 = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_7 = Q_6 = Q \times 0.9 = 1,5 \times 0,9 = 1.35 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_5 = Q \times 0.8 = 1,5 \times 0,8 = 1.2 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_4 = Q \times 0.7 = 1,5 \times 0,7 = 1.05 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_3 = Q \times 0.6 = 1,5 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_2 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_1 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

II.2.3 .2 : Pour poteau central (intermédiaire) (D-2) :



Figure II.11 : Surface afférente poteau (D-2)

Surface afférente :

$$S_g = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = (1.5 \times 1.73) - (0.05 \times 0.075) = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.5 \times 1.73) - (0.05 \times 0.075) = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1.5 \times 1.75) - (0.05 \times 0.075) = 2.62 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.5 \times 1.75) - (0.05 \times 0.075) = 2.62 \text{ m}^2$$

$$S_g = 10.42 \text{ m}^2$$

$$S_{q(\text{terassae})} = (1.5 + 0.30 + 1.5) \times (1.73 + 0.30 + 1.75) = 12.47 \text{ m}^2$$

$$S_{q(\text{etage})} = 12.47 - (0.40 \times 0.45) = 12.29 \text{ m}^2$$

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26

Figure II.12 : désignations des niveaux du poteau (D-2)

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.4 \times 0.45) \times 25 \times 3.06$	13.77
Poutre principal	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times \{(1.73 - 0.075) + (1.75 - 0.075)\}$	8.74
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times \{(1.5 - 0.05) + (1.5 - 0.05)\}$	6.53
Plancher terrasse	10.42×5.69	59.29
Plancher étage courant	10.42×5.20	54.18

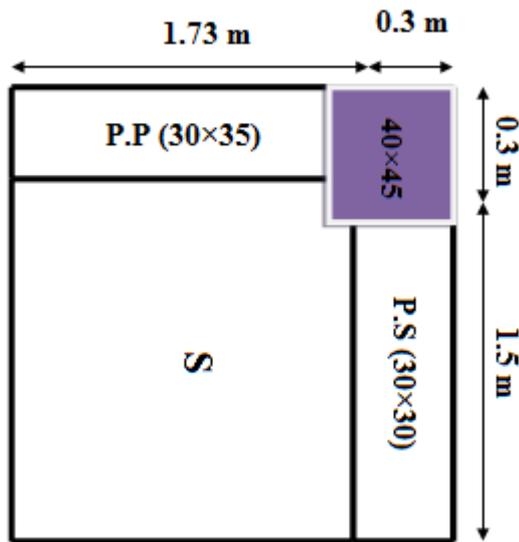
Tableau II.9 : La charge Permanente du poteau (D-2)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse : 59.29 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	74.56	$12.47 \times 1 = 12.47$
2-2	Venant 1-1 : 74.56 Poteau : 13.77	88.33	12.47
3-3	Venant 2-2 : 88.33 Plancher E.C : 54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	157.78	$12.47 + (12.29 \times 1.5) = 30.91$
4-4	Venant 3-3 : 157.78 Poteau : 13.77	171.55	30.91
5-5	Venant 4-4 : 171.55 Plancher E.C : 54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	241	$30.91 + (12.29 \times 1.5 \times 0.9) = 47.50$
6-6	Venant 5-5 : 241 Poteau : 13.77	254.77	47.50
7-7	Venant 6-6 : 254.77 Plancher E.C : 54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	324.22	$47.50 + (12.29 \times 1.5 \times 0.8) = 62.25$

8-8	Venant 7-7 :324.22 Poteau : 13.77	337.99	62.25
9-9	Venant 8-8 :337.99 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	407.44	62.25+ (12.29×1.5×0.7)= 75.15
10-10	Venant 9-9 :407.99 Poteau : 13.77	421.21	75.15
11-11	Venant 10-10 :421.21 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	490.66	75.15 (12.29×1.5×0.6)= 86.21
12-12	Venant 11-11 :409.66 Poteau : 13.77	504.43	86.21
13-13	Venant12-12 :504.43 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	573.88	86.21+ (12.29×1.5×0.5)= 95.43
14-14	Venant 13-13 :573.88 Poteau : 13.77	587.65	95.43
15-15	Venant 14-14 :587.65 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	657.1	95.43+ (12.29×1.5×0.5)= 104.65
16-16	Venant 15-15 :657.1 Poteau : 13.77	670.87	104.65
17-17	Venant 16-16 :670.87 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	740.32	104.65+9.22 =113.87
18-18	Venant 17-17 :740.32 Poteau : 13.77	754.09	113.87

19-19	Venant 18-18 :754.09 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	823.54	113.87+9.22 =123.09
20-20	Venant 19-19 :823.54 Poteau : 13.77	837.31	123.09
21-21	Venant 20-20 :837.31 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	906.76	123.09+9.22 =132.31
22-22	Venant 21-21 :906.76 Poteau : 13.77	920.53	132.31
23-23	Venant 23-23 :920.53 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	989.98	132.31+9.22 =141.53
24-24	Venant 23-23 :989.98 Poteau : 13.77	1003.75	141.53
25-25	Venant : 24-24 :1003.75 Plancher E.C :54.18 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 6.53	1073.2	141.53+9.22 =150.75
26-26	Venant 25-25 :1073.2 Poteau : 13.77	1086.97	150.75

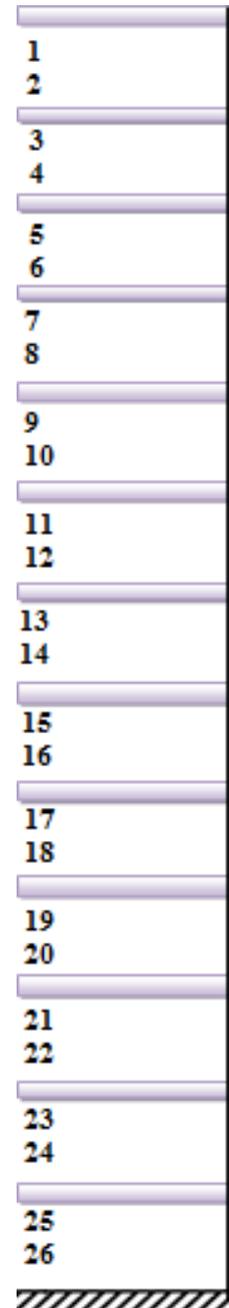
Tableau II.10: Descente des charges du poteau central D-2

II.2.3 .3 : Pour poteau du coin (E-1) :**Figure II.13 : Surface afférente poteau (E-1)****Surface afférente :**

$$S_g = (1.5 \times 1.73) - (0.1 \times 0.15) = 2.61 \text{ m}^2$$

$$S_{q(\text{terassae})} = (1.5 + 0.30) \times (1.73 + 0.30) = 3.65 \text{ m}^2$$

$$S_{q(\text{etage})} = 3.65 - (0.40 \times 0.45) = 3.47 \text{ m}^2$$

**Figure II.14 : désignations des niveaux du poteau (E-1)**

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.4 \times 0.45) \times 25 \times 3.06$	13.77
Poutre principal	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times (1.73 - 0.15)$	4.15
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times (1.5 - 0.1)$	3.15
Plancher terrasse	2.61×5.69	14.85
Plancher étage courant	2.61×5.20	13.57
Mur extérieure	$(1.73 - 0.15) \times 2.71 \times 2.81 = 11.59$ $(1.5 - 0.1) \times 2.76 \times 2.81 = 12.41$	24
Acrotère	$(1.5 + 0.30 + 1.73 + 0.30) \times 25 \times 0.0685$	6.56

Tableau II.11: La charge Permanente du poteau (E-1)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Acrotère : 6.56 Plancher terrasse : 14.85 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	28.71	$3.65 \times 1 = 3.65$
2-2	Venant 1-1 : 28.71 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	66.48	3.65
3-3	Venant 2-2 : 66.48 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	87.35	$3.65 + (3.47 \times 1.5) = 8.86$
4-4	Venant 3-3 : 87.35 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	125.12	8.86
5-5	Venant 4-4 : 125.12 Plancher E.C : 13.57	145.99	$8.86 +$

	Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15		$(3.47 \times 1.5 \times 0.9) =$ 13.54
6-6	Venant 5-5 : 145.99 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	183.76	13.54
7-7	Venant 6-6 : 183.76 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	204.63	13.54+ $(3.47 \times 1.5 \times 0.8) =$ 17.70
8-8	Venant 7-7 : 204.63 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	242.5	17.70
9-9	Venant 8-8 : 225.5 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	263.27	17.70+ $(3.47 \times 1.5 \times 0.7) =$ 21.34
10-10	Venant 9-9 : 263.27 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	301.04	21.34
11-11	Venant 10-10 : 301.04 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	321.91	21.34+ $(3.47 \times 1.5 \times 0.6) =$ 24.46
12-12	Venant 11-11 : 321.91 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	359.68	24.46
13-13	Venant 12-12 : 359.68 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	380.55	24.46+ $(3.47 \times 1.5 \times 0.5) =$ 27.06
14-14	Venant 13-13 : 380.55 Poteau : 13.77	418.32	27.06

	Mur extérieure : 24		
15-15	Venant : 418.32 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	439.19	27.06+ (3.47×1.5×0.5)= 29.66
16-16	Venant 15-15 : 439.19 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	476.96	29.66
17-17	Venant 16-16 : 476.96 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	497.83	29.66+2.60= 32.26
18-18	Venant 17-17 : 497.83 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	535.6	32.26
19-19	Venant 18-18 : 535.6 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	556.47	32.26+2.60= 34.86
20-20	Venant 19-19 : 556.47 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	594.24	34.86
21-21	Venant 20-20 : 594.24 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	615.11	34.86+2.60= 37.46
22-22	Venant 21-21 : 615.11 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	652.88	37.46
23-23	Venant 22-22 : 652.88 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15	673.75	37.46+2.60= 40.06

	Poutre secondaire : 3.15		
24-24	Venant 23-23 : 673.75 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	711.52	40.06
25-25	Venant 24-24 : 711.52 Plancher E.C : 13.57 Poutre principale : 4.15 Poutre secondaire : 3.15	732.39	40.06+2.60= 42.66
26-26	Venant 25-25 : 732.39 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 24	770.16	42.66

Tableau II.12 : Descente des charges du poteau du coin (E-1)

II.2.3 .4 : Pour poteau de rive (D-1) :

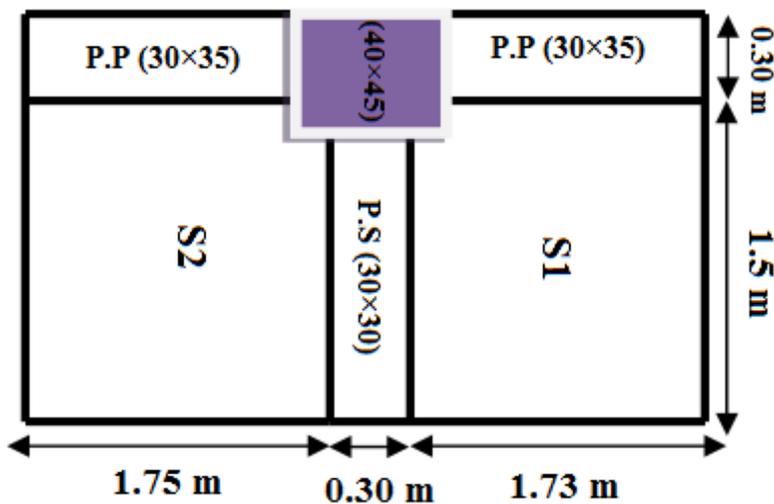


Figure II.15 : Surface afférente poteau (D-1)

Surface afférente :

$$S_g = S_1 + S_2$$

$$S_1 = (1.5 \times 1.73) - (0.1 \times 0.075) = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.5 \times 1.75) - (0.1 \times 0.075) = 2.62 \text{ m}^2$$

$$S_g = 5.21 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{terrasse}) = (1.5 + 0.30) \times (1.73 + 0.30 + 1.75) = 6.80 \text{ m}^2$$

$$S_{q(\text{etage})} = 6.80 - (0.40 \times 0.45) = 6.62 \text{ m}^2$$

1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26

Figure II.16 : désignations des niveaux du poteau (D-1)

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau	$(0.4 \times 0.45) \times 25 \times 3.06$	13.77
Poutre principal	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times [(1.73 - 0.075) + (1.75 - 0.075)]$	8.74
Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times (1.5 - 0.1)$	3.15
Plancher terrasse	5.21×5.69	29.64
Plancher étage courant	5.21×5.20	27.10
Mur extérieure	$[(1.73 - 0.075) + (1.75 - 0.075)] \times 2.71 \times 2.81 = 25.35$ $(1.5 - 0.1) \times 2.76 \times 2.81 = 12.41$	37.76
Acrotère	$(1.73 + 0.30 + 1.75) \times 25 \times 0.0685$	6.47

Tableau II.13 : La charge Permanente du poteau (D-1)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Acrotère : 6.47 Plancher terrasse : 29.64 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	48	$6.80 \times 1 = 6.80$
2-2	Venant 1-1 : 48 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	99.53	6.80
3-3	Venant 2-2 : 99.53 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	138.52	$.80 + (6.62 \times 1.5) = 16.73$
4-4	Venant 3-3 : 138.52 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	190.05	16.73
5-5	Venant 4-4 : 190.05 Plancher E.C : 27.10	229.04	$16.73 + (6.62 \times 1.5 \times 0.9) =$

	Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15		25.66
6-6	Venant 5-5 :229.04 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	280.57	25.66
7-7	Venant 6-6 :280.57 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	319.56	25.66+ (6.62×1.5×0.8)= 33.60
8-8	Venant 7-7 : 319.56 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	371.09	33.60
9-9	Venant 8-8 : 371.09 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	410.08	33.60+ (6.62×1.5×0.7)= 40.55
10-10	Venant 9-9 : 410.08 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	461.61	40.55
11-11	Venant 10-10 : 461.61 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	500.6	40.55+ (6.62×1.5×0.6)= 46.51
12-12	Venant 11-11 :500.6 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	552.13	46.51
13-13	Venant 12-12 :552.13 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	591.12	46.51+ (6.62×1.5×0.5)= 51.48
14-14	Venant 13-13 :591.12 Poteau : 13.77	642.65	51.48

	Mur extérieure : 37.76		
15-15	Venant 14-14 :642.65 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	681.64	51.48+ (6.62×1.5×0.5)= 56.45
16-16	Venant 15-15 :681.64 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	733.17	56.45
17-17	Venant 16-16 :733.17 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	772.16	56.45+4.96= 61.41
18-18	Venant 17-17 : 772.16 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	823.69	61.41
19-19	Venant 18-18 : 823.69 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	862.68	61.41+4.96= 66.37
20-20	Venant 19-19 : 862.68 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	914.21	66.37
21-21	Venant 20-20 : 914.21 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	953.2	66.37+4.96= 71.33
22-22	Venant 21-21 : 953.2 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	1004.73	71.33
23-23	Venant 22-22 : 1004.73 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74	1043.72	71.33+4.96= 76.29

	Poutre secondaire : 3.15		
24-24	Venant 23-23 : 1043.72 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	1095.25	76.29
25-25	Venant 24-24 : 1095.25 Plancher E.C : 27.10 Poutre principale : 8.74 Poutre secondaire : 3.15	1134.24	76.29+4.96= 81.25
26-26	Venant 25-25 : 1134.24 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 37.76	1185.77	81.25

Tableau II.14 : Descente des charges du poteau du coin D-1

II.2.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

II.2.4.1 : Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 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 :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{N_d}{7.5}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q \quad N_d = 1185.77 + 81.25 = 1267.02 \text{ KN} = \mathbf{1267020 \text{ N}}$$

$$B = 400 \times 450 = \mathbf{180000 \text{ mm}^2}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \frac{1267010}{180000 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$B \geq \frac{Nd}{0.3 \times f_{c28}} \rightarrow B = 180000 \geq \frac{1267010}{0.3 \times 25} = 168934 \text{ Condition vérifiée}$$

Selon le pré dimensionnement effectué; cette condition est **vérifiée**.

II.2.4.2 : Vérification de la section de poteau : C.B.A.93 (B.8.4.1)

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après l'article B.8.4.1 du C.B.A.93 : l'effet normal ultime NU d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour : $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$ pour : $50 \leq \lambda \leq 70$
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) \longrightarrow Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) \longrightarrow Situation accidentel.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ Mpa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-2)(b-2)$] cm^2 .

Section de poteaux :

$$B_r = (b-2)(h-2) = (40-2)(45-2) = 1634 \text{ cm}^2 = 163400 \text{ mm}^2$$

Section d'acier A :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone II})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} \times B = \frac{0.8}{100} (40 \times 45) = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A = 1440 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{I} ; l_f = 0.7L_0 = 1.89$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{0.40 \times 0.45^3}{12 \times 0.40 \times 0.45}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{1.89}{0.13} = 14.53 \leq 50$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 + \left(\frac{14.53}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad N_u = (1.35 \times 1185.77) + (1.5 \times 81.25) = 1722.66 \text{ KN}$$

$$N = 0.82 \times \left(\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1440 \times 400}{1.15} \right) = 2891972.30 \text{ N} = 2891.97 \text{ KN}$$

Donc : $N = 2891.97 \text{ KN} > N = 1722.66 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables **(40×45) cm²**.

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE 03 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 : Introduction

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Balcons
- Planchers

III.2: L'acrotère :

III.2.1 : Définition :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

III.2.2 : Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$

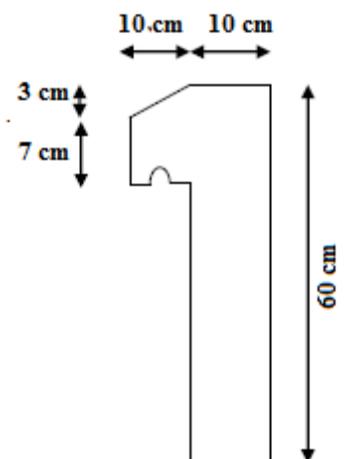


Figure III.1 : Vue en plan d'un acrotère

- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.2.3 : Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = \mathbf{60 \text{ kg.m}}$$

$$N_u = g = \mathbf{171.25 \text{ kg.}}$$

$$T = q = \mathbf{100 \text{ kg.}}$$

III.2.4 : Combinaison d'action :

1) **E.L.U :**

✓ $N_u = 1 \times N_g = 1 \times 1712.5 = \mathbf{1712.5 \text{ N/ml}}$; L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

✓ $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = \mathbf{900 \text{ N.m}}$

✓ $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = \mathbf{1500 \text{ N}}$

2) **E.L.S :**

✓ $N_{ser} = N_g = \mathbf{1712.5 \text{ N/ml}}$

✓ $M_{ser} = M = \mathbf{600 \text{ N.m}}$

III.2.5 : Vérification du ferrailage vis à vis du séisme :

D'après le RPA 9 (v 2003) article 6-2-3 p 54

-les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur l'élément non structural et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone varie selon la zone et le groupe d'usage.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

W_p : poids de l'acrotère.

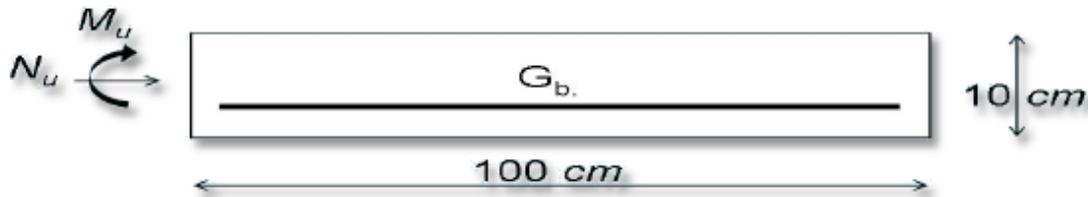
➤ L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

On détermine le coefficient A selon notre zone (zone **II**) groupe 2

$$A = 0.15$$

$$W = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 < 1.5 Q = 1.5 \text{ kN/ml (vérifiée)}$$

III.2.6 : Calcul du ferrailage :**Figure III.2** : section à ferrailer

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

III.2.6.1 : Armatures Longitudinales :• **E.L.U :**a) **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.525 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.525 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

b) **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}}{0.8} = 0.017$$

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

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

c) **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A'' = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1'' (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

• **E.L.S :**

a) **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

b) **La contrainte de traction d'armature :**

Fissuration Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

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

c) **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

d) Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{\text{ser}} = A_1^{\text{ser}} - \frac{N_{\text{ser}}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

e) Condition de non fragilité : CBA article(A.4.2.1)

$$A^{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A^{\text{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\text{min}} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

f) Pourcentage minimal d'armature longitudinale :BAEL(B.5.3.1)

$$A \geq 0.0025 \times b \times h \longrightarrow A \geq 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A^{\text{ser}} ; A^{\text{min}}) \Rightarrow A = A^{\text{min}} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^{\ell} = 5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

III.2.6.2 : Vérification de l'effort tranchant : CBA article(A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6.3 : Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^{\ell} \rightarrow \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \times 1.13 = (0.283 \div 0.565).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ Ø } 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III.2.6.4 : Espacement des armatures :

$$S_{L=}(33 ; 25)\text{cm} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (40; 45) = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

$$A_1 = 5\text{Ø}8 \rightarrow S_1 = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$$

III.2.7 : Présentation du ferrailage :

COUPE : A-A

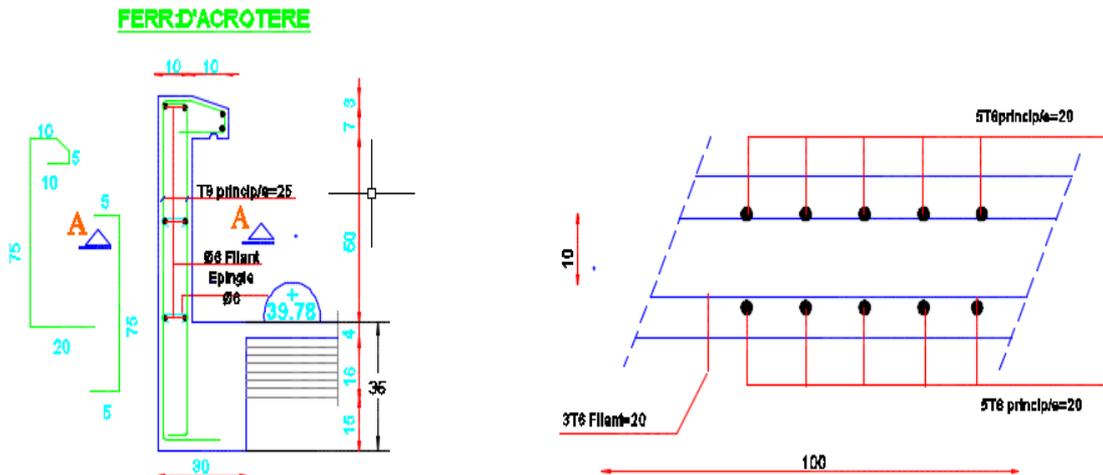


Figure III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 : Les escaliers :

III.3.1 : Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III .3.2 : Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

❖ **Combinaison des charges :**

- **La volée**

$G = 8.90 \text{ KN/m}^3$

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$

- **Le palier**

$G = 5.33 \text{ KN/m}^3$

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$

❖ **Combinaison d'actions :**

• **E.L.U :**

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

• **E.L.S :**

$q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m}$

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

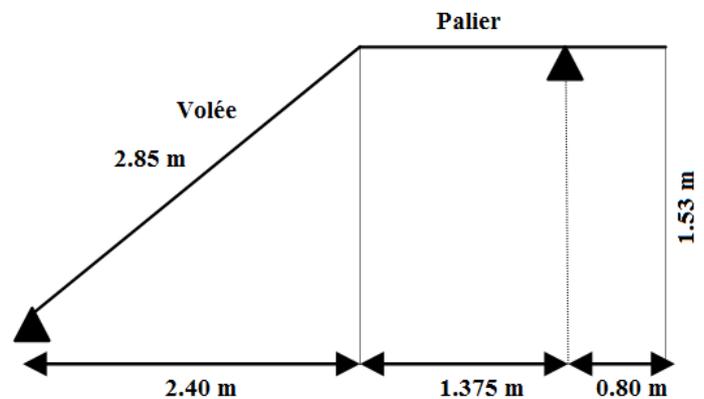
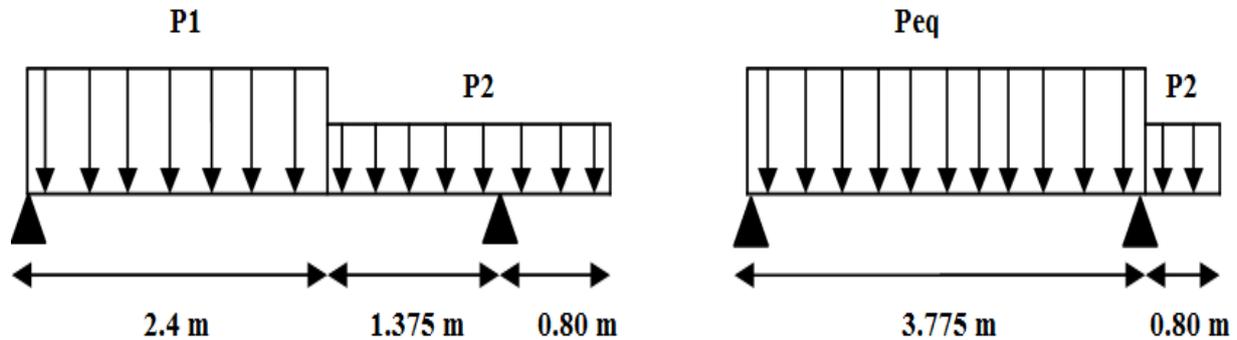


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier

Combinaison	La volée (P1)	Le palier (P2)
E.L.U (N/ml)	15765	10945.5
E.L.S (N/ml)	11400	7830

Tableau III.1 : Calcul des combinaisons

III.3.3 : Détermination des sollicitations :**Figure III.5 : schéma de charges équivalentes**

-La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

-Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_o$

-Moment en travée : $M_t = 0.85 M_o$

-L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

Tableau récapitulatif :

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	$M_a = 0.3 M_o$	$M_t = 0.85 M_o$	T_u (N)
ELU	14009.53	24955.56	7486.67	21212.23	26442.98
ELS	10099.67	17990.83	5397.25	15292.21	19063.13

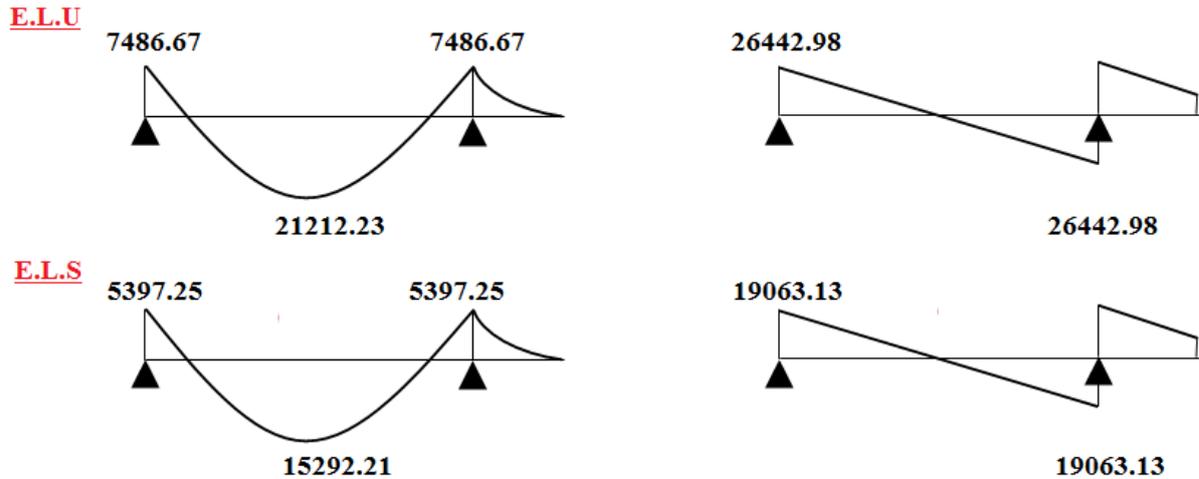


Figure III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III .3.4 : Calcule du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III .3.4.1 : Les armatures longitudinales :

a) **E.L.U :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$; avec : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage: $c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$ $d = 0.9 \times e = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Désignation	Mu (N.m)	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	A _s (cm ²)
Travée	21212.23	0.082	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.107	0.957	4.72
appui	7486.67	0.029	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.037	0.852	1.87

b) ELS

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

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

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

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.107	21212.23	15292.21	1.38	25	0.44	Vérifier
appui	0.037	7486.67	5397.25	1.38	25	0.44	Vérifier

- **Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

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

- **Pourcentage minimal : CBA93 article (B.6.4)**

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{MAX}) = \max(A_{s \min}, A_{\min}) = A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_s; A_{\min} (\text{MAX})) = A_s$$

Désignation	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min} \text{ MAX} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	4.72	1.63	4.72	5HA12 = 5.52
appui	1.87	1.63	1.87	5HA8 = 2.51

- **Armatures de répartition :**

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

Désignation	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_r (\text{cm}^2)$	$A_r \text{ adp} (\text{cm}^2)$
Travée	5.52	1.38	4HA8 = 2.01
appui	2.51	0.063	3HA6 = 0.85

III.3.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)**a) Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{Appui } S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appui } S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.3.5 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{26442.98}{1000 \times 135} = 0.196 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 article (A.5.1.1)}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, **CBA93 article (A.5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.196 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié}$$

III .3.6 : Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 ; \frac{15}{377.5} = 0.039 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \text{condition non verifier}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4.72}{100 \times 13.5} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition verifier}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{377.5} = 0.039 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non verifier}$$

❖ Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

III .3.7: Evaluation des flèches : CBA93 article (B.6.5.2) :

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur : $\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m

Selon **CBA93 article (B.6.5. 3)**.

1) La paillasse :

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 4.72 \times 13.5}{100 \times 15 + 15 \times 4.72} = 7.77 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

$$I_0 = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{15}{2} - 7.77 \right)^2 \right] + 15 \times 4.72 (13.5 - 7.77)^2$$

$$I_0 = 30558.92 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.72}{100 \times 13.5} = 0.00349$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.00349} = 6.02$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.00349} = 2.41$$

III.3.8 : Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

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

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

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

- **Charge avant mise du revêtement(J) :**

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle \text{ plane}} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(3750 \times 1.375) + (4450 + 1870) \times 2,40}{1.375 + 2.40} = 5383.91 \text{ N/ml}$$

- Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5330 \times 1.375) + (8900 \times 2.40)}{1.375 + 2.40} = \mathbf{7599.67 \text{ N/ml}}$$

Charge à l'ELS $\rightarrow P = g_{eq} + Q = 7599.67 + 2500 = \mathbf{10099.67 \text{ N/ml}}$

- Les moments correspondants :

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5383.91 \times 4.575^2}{8} = \mathbf{14086.08 \text{ N.m}}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{7599.67 \times 4.575^2}{8} = \mathbf{19883.23 \text{ N.m}}$$

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{10099.67 \times 4.575^2}{8} = \mathbf{26424.10 \text{ N.m}}$$

- Calcul des contraintes :

$$\rho_l = \rho \cdot 100 = 0.00349 \times 100 = 0.349$$

$$\beta_l = 0.910 \text{ (Tableau BAEL 91 page 316)}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{14086.08}{4.72 \times 0.910 \times 13.5} = \mathbf{242.93 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{19883.23}{4.72 \times 0.910 \times 13.5} = \mathbf{342.90 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{26424.10}{4.72 \times 0.910 \times 13.5} = \mathbf{455.70 \text{ MPa}}$$

- Calcul de coefficients μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00349 \times 242.93 + 2.1} = \mathbf{0.33}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00349 \times 342.90 + 2.1} = \mathbf{0.47}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00349 \times 455.70 + 2.1} = \mathbf{0.57}$$

Module de déformation longitudinale instantané :

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

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

- Calcul des inerties :

$$I_0 = 30558.92 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30558.92}{1 + 6.02 \times 0.33} = 11255.21 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30558.92}{1 + 6.02 \times 0.47} = 8778.17 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 30558.92}{1 + 6.02 \times 0.57} = 7585.60 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30558.92}{1 + 2.41 \times 0.47} = 15761.62 \text{ cm}^4$$

Flèche correspondant :

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{14086.08 \times 457.5^2}{10 \times 32164.2 \times 11255.21} = 0.814 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{19883.23 \times 457.5^2}{10 \times 32164.2 \times 8778.17} = 1.47 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{26424.10 \times 457.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7585.60} = 2.27 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{19883.23 \times 457.5^2}{10 \times 32164.2 \times 15761.62} = 0.82 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.82 - 0.81) + (2.27 - 1.47) = 0.81 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{\text{tot}} \leq F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} ; \text{ si } L \leq 5 \text{ m} ; L=457.5 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{457.5}{500} = 0.915 \text{ cm}$$

$$\Delta F_{\text{tot}} = 0.81 \text{ cm} \leq F_{\text{adm}} = 0.915 \text{ cm} \dots \text{ (condition vérifiée).}$$

III.4 : Poutre palière :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont située à gauche d'une section.

III .4.1 : Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$. b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 > 20 \dots\dots\dots \text{Condition verifier.}$$

$$. h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 30 = 30 \dots\dots\dots \text{condition verifier.}$$

$$. h/b \leq 4 \implies \frac{30}{30} \leq 4=1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (25×35) cm².

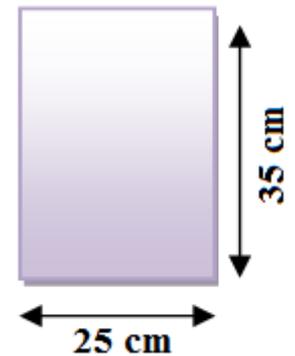


Figure III.8 : poutre palière

III.4.2 : Evaluations des charges :

$$- \text{ Poids propre de la poutre : } 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ poids du mur : } 1.18 \times 2.81 = 3.32 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ Poids de palier: } G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$- \text{ Poids de la paillasse : } G_p = 8.9 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$ donc les charges sont

$$q_{du} = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pu} = 8.9 \times 1 = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{(5.33 \times 2.175) + (8.9 \times 2.40)}{2} + 3.32 + 2.19 = 21.99 \text{ KN/ml}$$

III.4.3 : Combinaison d'action :

$$- \text{ À l'ELU : } p_u = 1.35 \times 21.99 + 1.5 \times 2.5 = 33.44 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ À l'ELS : } p_{ser} = 21.99 + 2.5 = 24.49 \text{ KN/ml}$$

III.4.4 : Ferrailage :

ELU :

$$\text{En travée : } M_t = \frac{pl^2}{24} = \frac{33.44 \times 4.575^2}{24} = 29.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = \frac{pl^2}{12} = \frac{33.44 \times 4.575^2}{12} = 58.33 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{p \times l}{2} = \frac{33.44 \times 4.575}{2} = 76.49 \text{ KN}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29160}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.080 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.96$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29160}{348 \times 0.96 \times 32} = 2.73 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{58330}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.160 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.160}) = 0.219$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.91$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{58330}{348 \times 0.91 \times 32} = 5.76 \text{ cm}^2$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{PL^2}{24} = 22.15 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{30.24}{22.15} = 1.37$$

$$\alpha = 0.102 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0.435 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

✓ **En appui :**

$$\alpha = 0.214 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0.435$$

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : CBA93 article (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times 25 \times 35 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0.88 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5 \% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage :

1. En travée :

$$A_s = \max(2.73; 0.97; 0.88; 4.38) \Rightarrow A_s = 4.38 \text{ cm}^2$$

2. En appuis :

$$A_s = \max(5.76; 0.97; 0.88; 4.38) \Rightarrow A_s = 5.76 \text{ cm}^2$$

Section	A _{cal} (cm ²)	A' _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Rpa} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
Travée	2.73	0.97	0.88	4.38	4.62	3HA14
Appuis	5.76	0.97	0.88	4.38	6.03	3HA16

III.4.5 : Vérification :

III .4.5.1 : vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (5.1.1)

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{76.49}{0.25 \times 0.32} \Rightarrow \tau_U = 956.125 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0.956 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0.956 \text{ Mpa}$$

III .4.5.2 : Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 \times S \times b$

$$.S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm}$$

La zone nodale

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 35 = 0.9187 \text{ cm}^2, \text{ on adopte } 4\phi 8 (2.01 \text{ cm}^2)$$

Soit : (cadre de HA10 et étrier de HA 10).

La zone courante

$$S \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.003 \times 17.5 \times 35 = 1.83 \text{ cm}^2 ; \text{ donc on adopte } 4\phi 8 \text{ (} 2.01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Soit : (cadre de HA10 et étrier de HA 10).

III.4.5.2 : Vérification de la flèche : CBA93 article (B.6.5.2)

D'après le CBA93 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35}{457.5} = 0.0765 \geq 0.0333 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{5.76}{25 \times 32} = 0.0072 \leq 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{457.5} = 0.0765 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

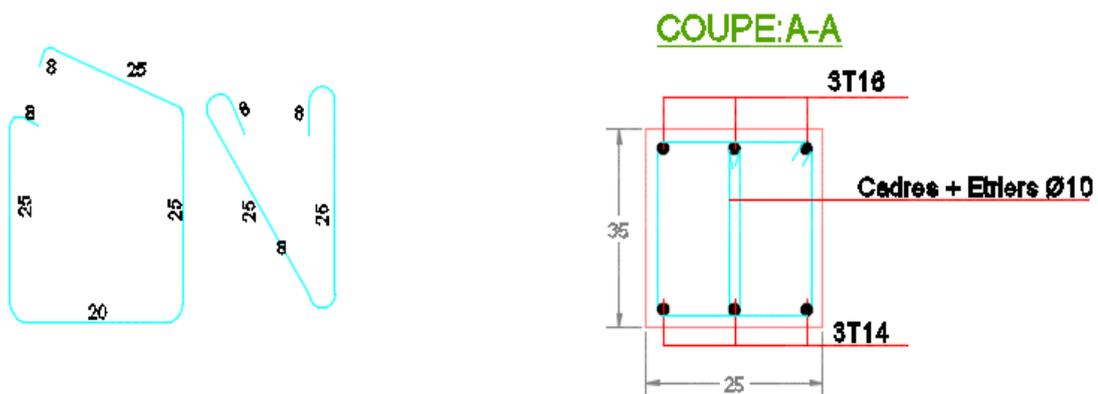
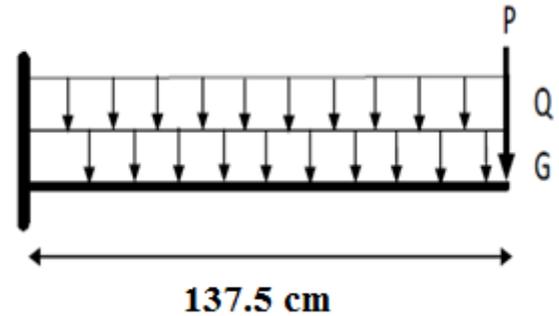
III.4.5 : Ferrailage de la poutre palier :

Figure III.9 : Dessin de ferrailage de poutre palier (appuis et travée)

III.5: Balcon :**III.5.1. Étage courant (type 01):**Charge permanente: $G=4560 \text{ N/m}^2$ Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.Murs extérieurs : $G=2810 \text{ N/m}^2$ **III.5.2. Calcul des sollicitations :**La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.16 = 2.9 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = \gamma_{\text{mur}} \times b \times h$$

$$P = 2810 \times 2.9 \times 1 = 8149 \text{ N/m}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.375^2}{2} + 1.35 \times 8149 \times 1.375 = 21784.76 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$M_{\text{ser}} = (4560 + 3500) \times \frac{1.375^2}{2} + 8149 \times 1.375 = 18824.09 \text{ N.m}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times 1.375 + 1.35 \times 8149 = 24375.9 \text{ N}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage a L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21784.76}{14.2 \times 100 \times (14)^2} = 0.078 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.078 \rightarrow \alpha = 0.102 \rightarrow \beta = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21784.76}{348 \times 0.96 \times 14} = 4.66 \text{ cm}^2$$

Figure III.10: Schéma statique des charges de balcon type 01

III.5.3.1. Vérification :• **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.70cm^2}$$

-Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = \mathbf{1.6 cm^2}$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 24375.9N$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24375.9}{1000 \times 140} = \mathbf{0.174}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \mathbf{3.33MPa} > \tau_u = \mathbf{0.174MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21784.76}{18824.09} = 1.16$$

$$\alpha = 0.102 \leq \frac{1.16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min}) = \max (1.6 ; 1.70 ; 4.66) \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{A = 4.66 cm^2} \quad \text{Soit: } \mathbf{A=6T10=4.71 cm}$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4.71/4 = 1.18\text{cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{Ar=4T8=2.01 cm^2}$$

-Espaceement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$S_L = \frac{100}{6} = 16\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{cm}.$$

B) armature de répartition :

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 20\text{ cm}.$$

III.5.4. Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{137.5} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.00332 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\text{Condition Vérifier}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.5.5 : Ferrailage du balcon :

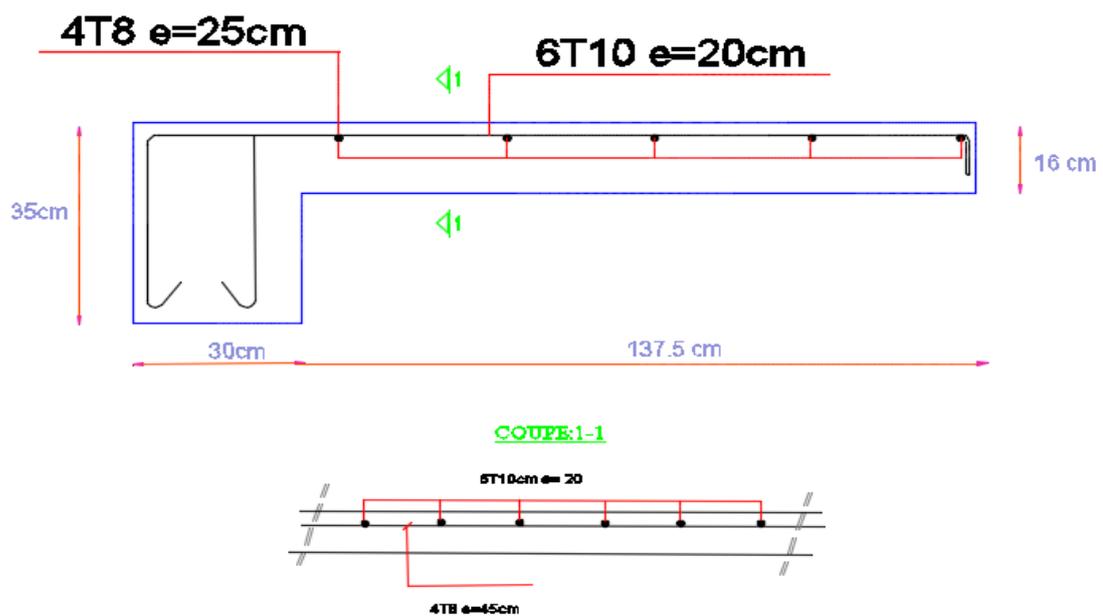


Figure III.11 : plan de ferrailage du balcon type 01 (E.C)

III.5.6 : Niveau terrasse :

Charge permanente: $G=5380 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1000\text{N/m}^2$.

Charge de l'acrotère : $P = 1712.5 \text{ N/ml}$

III.5.6.1 : Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 5380) + (1.5 \times 1000) \times \frac{1.375^2}{2} + 1.35 \times 1712.5 \times 1.375 = \mathbf{11859.80 \text{ N.m}}$$

$$M_{\text{ser}} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$M_{\text{ser}} = (5380+1000) \times \frac{1.375^2}{2} + 1712.5 \times 1.375 = \mathbf{8385.78 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times p$$

$$T_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times 1.375 + 1.35 \times 1712.5 = \mathbf{11637.38 \text{ N}}$$

III.5.6.2 : Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11859.80}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.049 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.049 \rightarrow \alpha = 0.063 \rightarrow \beta = 0.97$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11859.80}{348 \times 0.97 \times 13} = \mathbf{2.70 \text{ cm}^2}$$

III.5.7 : Vérification :

➤ **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

-Pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 16 = \mathbf{4 \text{ cm}^2}$$

Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 11637.38 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{11637.38}{1000 \times 160} = 0.073 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3.26 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.073 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type FeE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11859.82}{8385.78} = 1.41$$

$$\alpha = 0.063 \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \quad \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{min}) = \max (2.70; 1.57 ; 4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A=4T12=4.52 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r=4T8=2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

III.5.8 : Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{137.5} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00308 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifier}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.5.9 : Ferrailage des balcons :

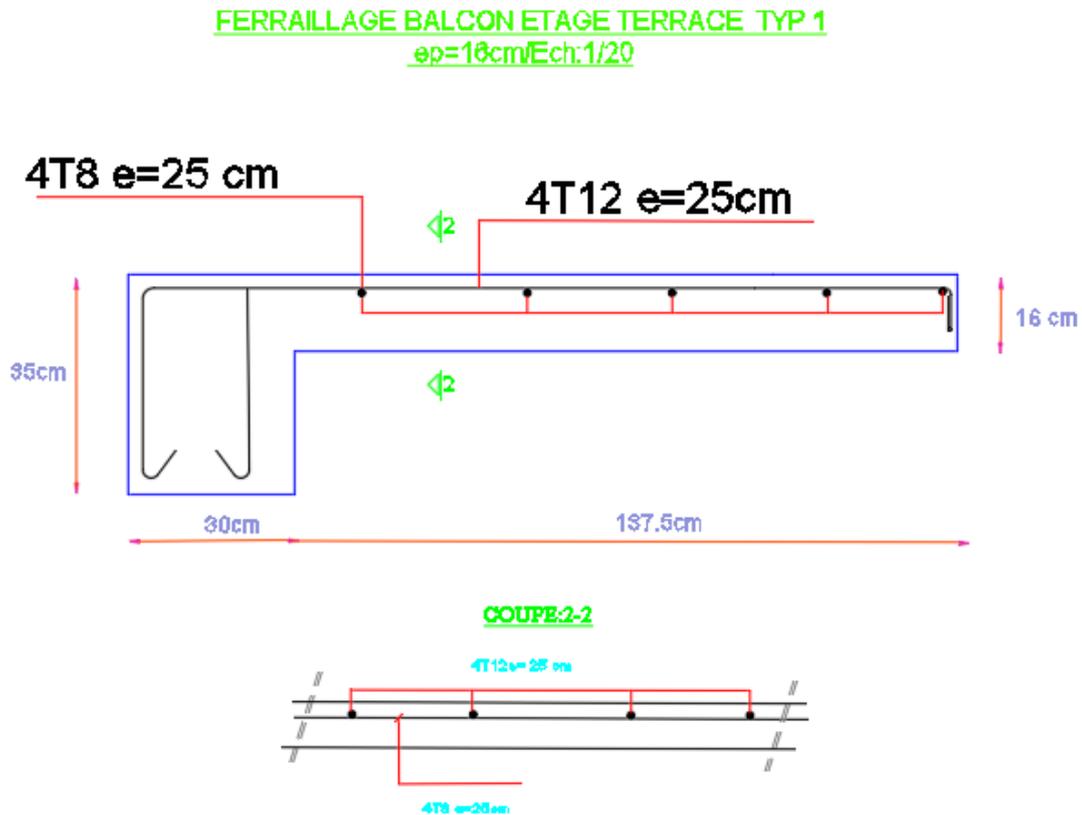


Figure III.12 : plan de ferrailage du balcon type 01

III.5.1. Étage courant (type 02):

- Charge permanente: $G=4560 \text{ N/m}^2$
- Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.
- Murs extérieurs : $G=2810 \text{ N/m}^2$

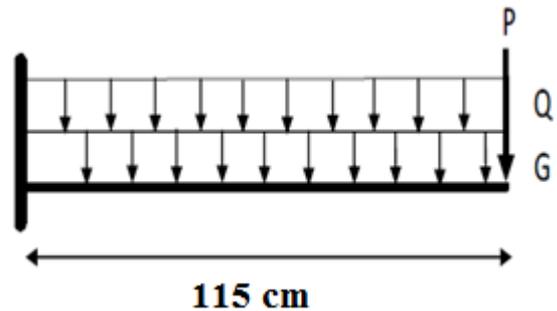


Figure III.13 : Schéma statique des charges de balcon type 02

III.5.2. Calcul des sollicitations :

La hauteur du mur : $h = 3.06-0.16=2.9 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h$$

$$P=2810 \times 2.9 \times 1 = \mathbf{8149 \text{ N/m}}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.15^2}{2} + 1.35 \times 8149 \times 1.15 = \mathbf{22278.88 \text{ N.m}}$$

$$M_{ser} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$M_{ser} = (4560+3500) \times \frac{1.15^2}{2} + 8149 \times 1.15 = \mathbf{14701.03 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times 1.15 + 1.35 \times 8149 = \mathbf{23194.65 \text{ N}}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage a L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22278.88}{14.2 \times 100 \times (14)^2} = 0.080 < \mu^l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.080 \rightarrow \alpha = 0.104 \rightarrow \beta = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22278.88}{348 \times 0.96 \times 14} = \mathbf{4.76 \text{ cm}^2}$$

III.5.3.1. Vérification :

- **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.70 \text{ cm}^2}$$

-Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 23194.65 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23194.65}{1000 \times 140} = 0.166$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.166 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{22278.88}{14701.03} = 1.52$$

$$\alpha = 0.104 \leq \frac{1.52 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.51 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min}) = \max (1.4 ; 1.70 ; 4.76) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.76 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r = 2T10 = 1.57 \text{ cm}$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

B) armature de répartition :

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

$$S_L = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 45 \text{ cm}$.

III.5.4. Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{115} = 0.139 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.00340 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition Vérifier}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.8 : Ferrailage des balcons :

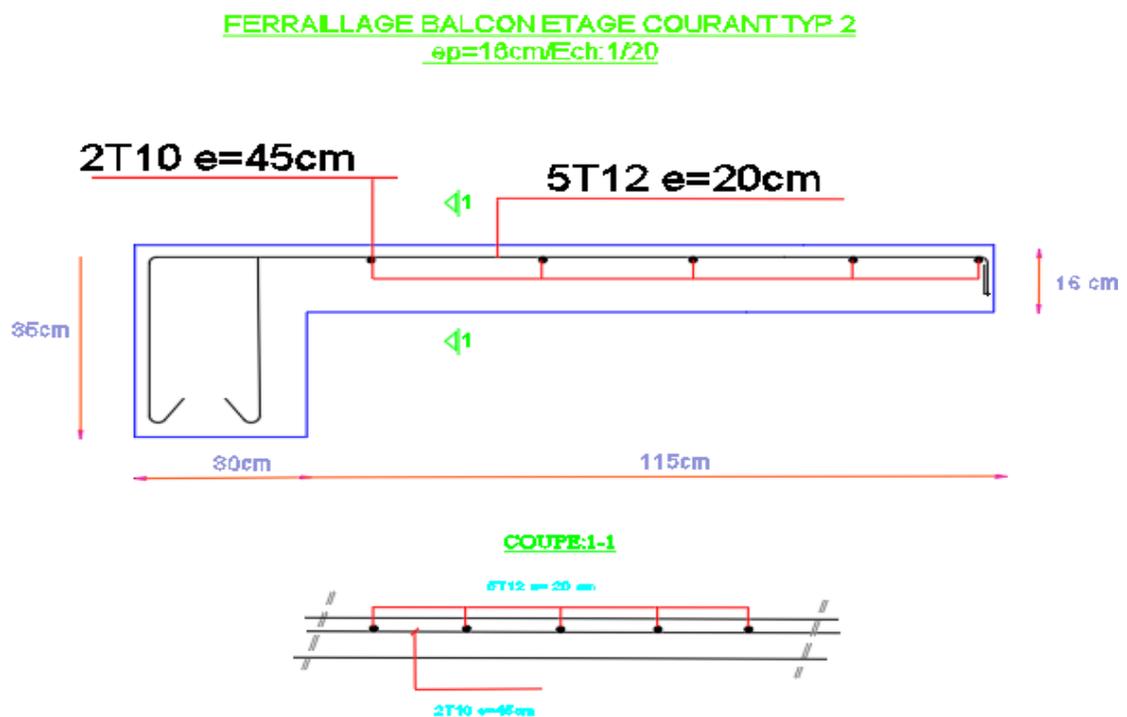


Figure III.14 : plan de ferrailage du balcon type 02 (E.C)

III.5.5. Etage terrasse :

Charge permanente: $G=5380 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1000\text{N/m}^2$.

Charge de l'acrotère : $P = 1712.5 \text{ N/ml}$

III.5.5.1. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 5380) + (1.5 \times 1000) \times \frac{1.15^2}{2} + 1.35 \times 1712.5 \times 1.15 = \mathbf{8453.19 \text{ N.m}}$$

$$M_{\text{ser}} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$M_{\text{ser}} = (5380+1000) \times \frac{1.15^2}{2} + 1712.5 \times 1.15 = \mathbf{6188.15 \text{ N.m}}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times p$$

$$T_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times 1.15 + 1.35 \times 1712.5 = \mathbf{11299.88 \text{ N}}$$

III.5.5.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8453.19}{14.2 \times 100 \times (13)^2} = 0.035 < \mu \ell = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.035 \rightarrow \alpha = 0.045 \rightarrow \beta = 0.98$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8453.19}{348 \times 0.98 \times 13} = \mathbf{1.91 \text{ cm}^2}$$

III.5.6 : Vérification :**➤ Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

-Pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 16 = \mathbf{4 \text{ cm}^2}$$

Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 11299.88 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{11299.88}{1000 \times 130} = 0.087 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3.26 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.087 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8453.19}{6788.15} = 1.25$$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 \quad \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{min}) = \max (1.91 ; 1.57 ; 4) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A=4T12=4.52 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r=4T8=2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

III.3.7 : Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{115} = 0.139 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00308 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifier}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.8 : Ferrailage des balcons :

FERRAILLAGE BALCON ETAGE TERRASSE TYP 2 $e_p=16\text{cm}/\text{Ech:1/20}$

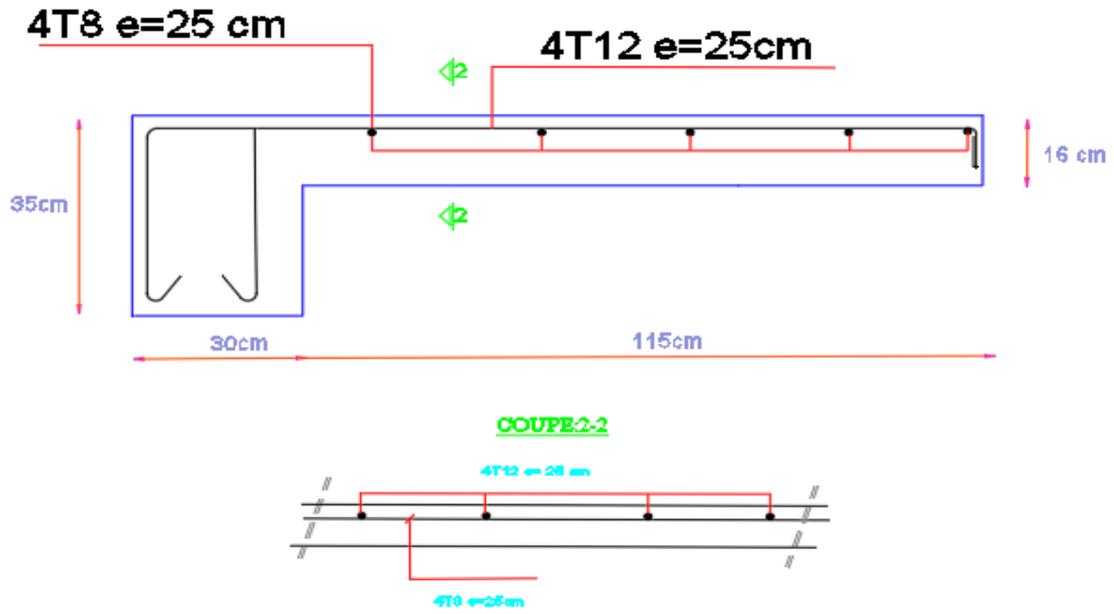


Figure III.15 : plan de ferrailage du balcon type 02 (terrasse)

III.6 : Etudes des planchers

III.6.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

III.6.2 : Fonctions nécessaires du plancher :

- ✓ Résistance mécanique
- ✓ Rigidité aux déformations
- ✓ Etanchéité
- ✓ Isolation thermique
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economique de matières et de fabrication

III.6.3 : Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (20x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

❖ Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.6.4 : Calcul des poutrelles :

1-méthodes forfaitaire :

Condition d'application :

$$\bullet \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie constante (I)

$$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$

- La fissuration peu nuisible

2-Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.6.5 : Calcul des moments:

a. Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

b. Les moments en travées :

- $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ travée intermédiaire
- Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

C .Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm}$$

III.6.6 : Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

III.6.7 : Les combinaisons d'action :

- **Plancher étage courant :**

Charge permanente : $G=5200\text{N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

- **Plancher terrasse :**

Charge permanente : $G=5690 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=1000 \text{ N/m}^2$

➤ **E.L.U**

$$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = \mathbf{6025.5 \text{ N/ml}}$$

$$P_{u\text{terrasse}} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5690 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = \mathbf{5967.98\text{N/ml}}$$

➤ **E.L.S**

$$P_{SEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5200 + 1500) \times 0,65 = \mathbf{4355 \text{ N/ml}}$$

$$P_{S\text{terrasse}} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5690 + 1000) \times 0,65 = \mathbf{4348.5 \text{ N/ml}}$$

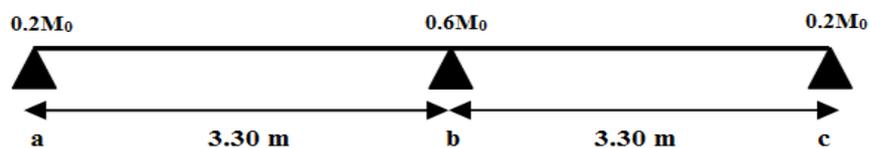
III.6.8 : Calcul des planchers a corps creux :

Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse.

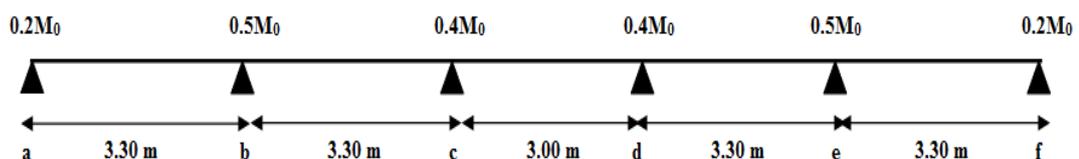
III.6.8.1 : Types des nervures :

Nous avons deux (2) types des poutrelles à calculer :

➤ **Type 1 :** plancher repose sur (3) appuis.



➤ **Type 2 :** plancher repose sur (6) appuis.



III.6.8.2 : Détermination des sollicitations :**III.6.8.2.1 : Plancher terrasse :****Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$Q=1000 \text{ N}$; $G=5690 \text{ N}$

- $1000 \leq 2 \times 5690 = 11382 \text{ N}$ condition vérifiée
 - Les moments d'inertie des poutres sont constants (I) condition vérifiée
 - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 - $\frac{3.30}{3.30} = 1$ Condition vérifiée
 - Fissuration peu nuisible Condition vérifiée
- ✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 5690} = 0.149$$

Type 01 :**Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:**

-ELU:

Ma	a	b	c
Valeur	1624.78	4874.35	1624.78

-ELS:

Ma	a	b	c
Valeur	1183.88	3551.64	1183.88

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :-ELU :

Travée	a-b	b-c
L(m)	3.30	3.30
Pu(N)	5967.98	5967.98
M₀(N.M)	8123.91	8123.91
M_g(N.M)	1624.78	4874.35
M_d(N.M)	4874.35	1624.78
M_t(N.M)	5280.54	5280.54
T_g(N)	10831.88	8862.45
T_d(N)	-8862.45	-10831.88

-ELS :

Travée	a-b	b-c
L(m)	3.30	3.30
Ps(N)	4348.5	4348.5
M₀(N.M)	5919.40	5919.40
M_g(N.M)	1183.88	3551.64
M_d(N.M)	3551.64	1183.88
M_t(N.M)	3847.61	3847.61
T_g(N)	7892.53	6457.52
T_d(N)	-6457.52	-7892.53

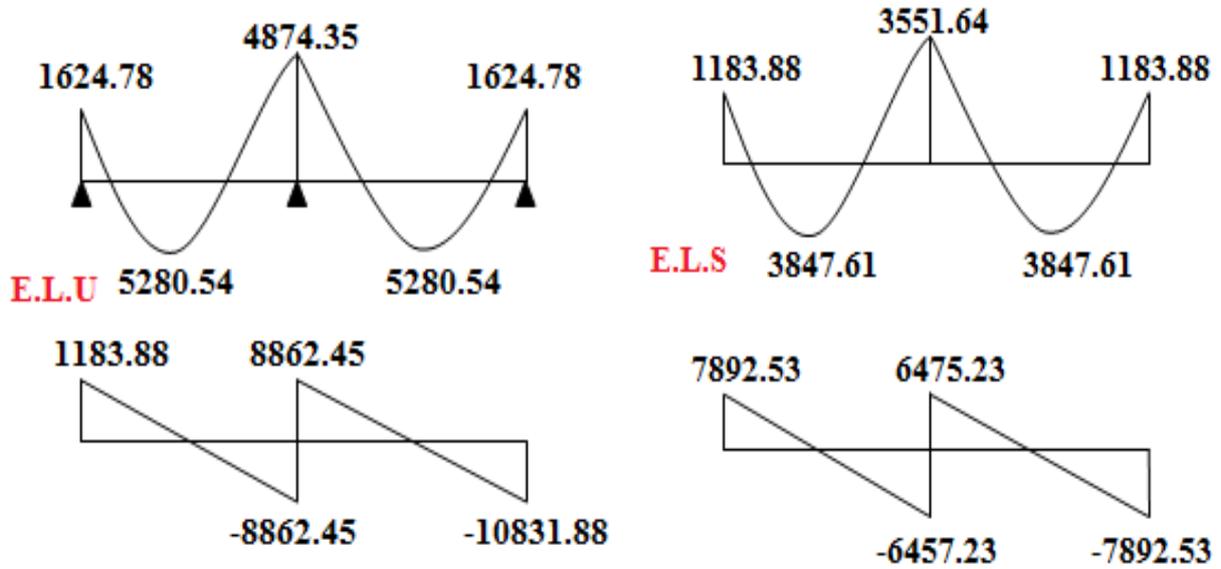


Figure III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01

Type 02 :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

-ELU:

Ma	a	b	c	d	e	f
Valeur	1624.78	4061.96	2685.59	2685.59	4061.96	1624.78

-ELS:

Ma	a	b	c	d	e	f
Valeur	1183.88	2959.7	1956.82	1956.82	2959.7	1183.88

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :
-ELU

Travée	a-b	b-c	c-d	d-e	e-f
L(m)	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30
Pu(N)	5967.98	5967.98	5967.98	5967.98	5967.98
M₀(N.M)	8123.91	8123.91	6713.98	8123.91	8123.91
M_g(N.M)	1624.78	4061.96	2685.59	2685.59	4061.96
M_d(N.M)	4061.96	2685.59	2685.59	4061.96	1624.78
M_i(N.M)	5686.74	4874.35	4364.09	4874.35	5686.74
T_g(N)	10585.70	9600.99	8951.97	10093.34	9108.63
T_d(N)	-9108.63	-10093.34	-8951.97	-9600.99	-10585.70

-ELS

Travée	a-b	b-c	c-d	d-e	e-f
L(m)	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30
Pu(N)	4348.5	4348.5	4348.5	4348.5	4348.5
M₀(N.M)	5919.40	5919.40	4892.06	5919.40	5919.40
M_g(N.M)	1183.88	2959.7	1956.82	1956.82	2959.7
M_d(N.M)	2959.7	1956.82	1956.82	2959.7	1183.88
M_i(N.M)	4143.58	3551.64	3847.61	3551.64	4143.58
T_g(N)	7713.16	6995.65	6522.75	73054.41	6636.90
T_d(N)	-6636.90	-7354.41	-6522.75	-6995.65	-7713.16

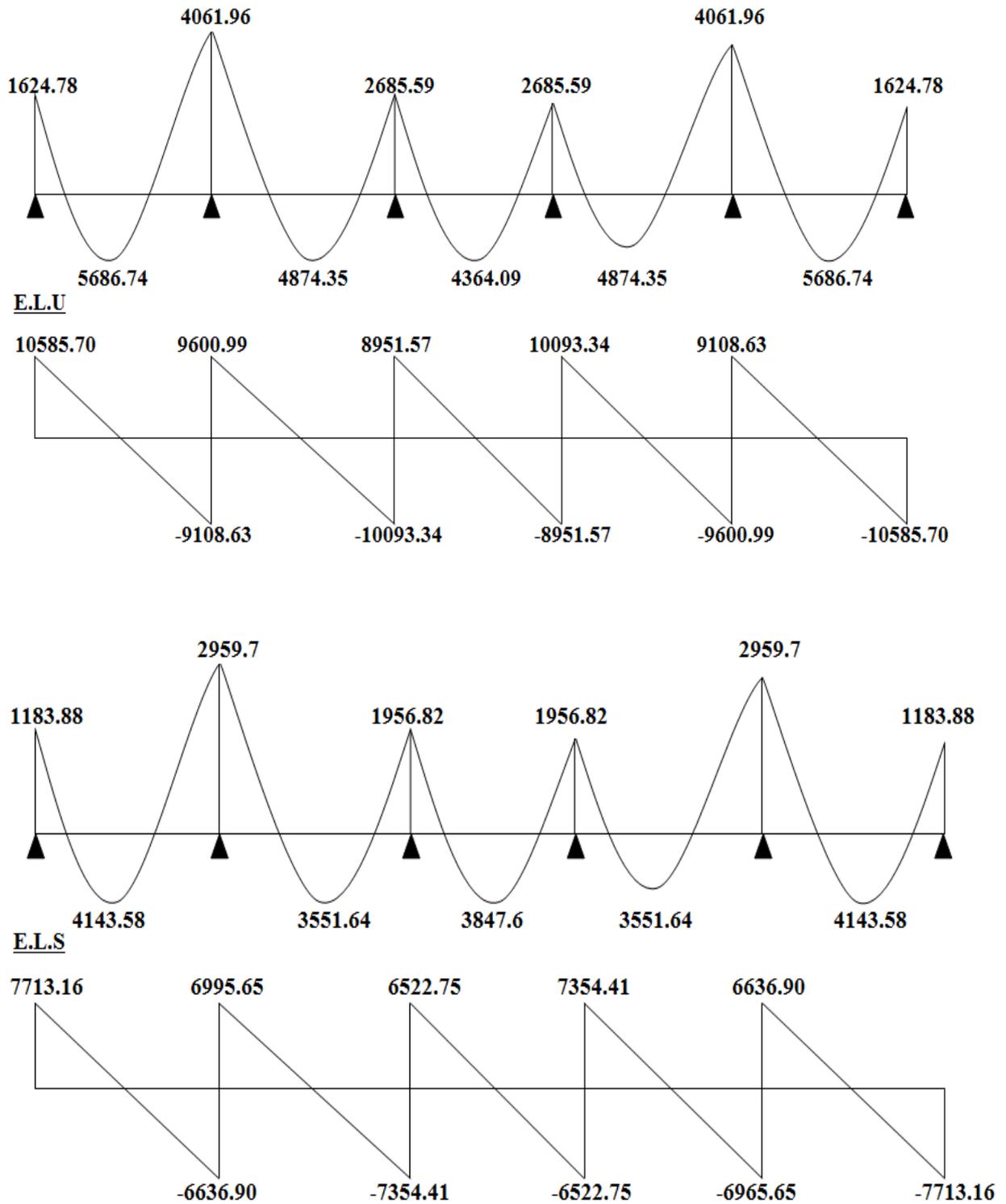


Figure III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02

III.6.8.2.2 : Plancher étage courant:**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$Q=1500\text{N}$; $G=5200\text{ N}$

- $1500 \leq 2 \times 5200 = 10400\text{ N}$ condition vérifiée
 - Les moments d'inertie des poutres sont constants (I) condition vérifiée
 - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $\frac{3.30}{3.30} = 1$ Condition vérifiée
 - Fissuration peu nuisible Condition vérifiée
- ✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 5200} = 0.224$$

Type 01 :**Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:****-ELU:**

Ma	a	b	c
Valeur	1640.44	4921.33	1640.44

-ELS:

Ma	a	b	c
Valeur	1185.65	3556.94	1185.65

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :**-ELU :**

Travée	a-b	b-c
L(m)	3.30	3.30
Pu(N)	6025.5	6025.5
M₀(N.M)	8202.21	8202.21
M_g(N.M)	1640.44	4921.33
M_d(N.M)	4921.33	1640.44
M_t(N.M)	5331.44	5331.44
T_g(N)	10936.28	8947.87
T_d(N)	-8947.87	-10936.28

-ELS :

Travée	a-b	b-c
L(m)	3.30	3.30
Ps(N)	4355	4355
M₀(N.M)	5928.24	5928.24
M_g(N.M)	1185.65	3556.94
M_d(N.M)	3556.94	1185.65
M_t(N.M)	3853.36	3853.36
T_g(N)	7904.32	6467.18
T_d(N)	-6467.18	-7904.32

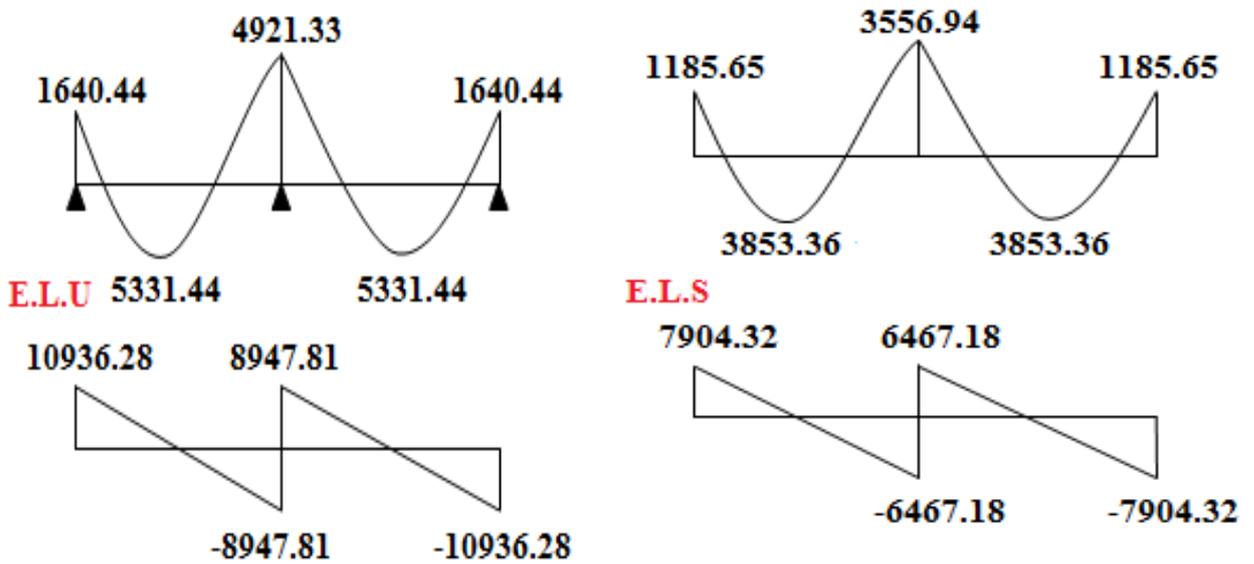


Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01

Type 02 :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

-ELU:

Ma	a	b	c	d	e	f
Valeur	1640.44	4101.11	3280.88	3280.88	4101.11	1640.44

-ELS:

Ma	a	b	c	d	e	f
Valeur	1185.65	2964.12	2371.30	2371.30	2964.12	1185.65

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELU :

Travée	a-b	b-c	c-d	d-e	e-f
L(m)	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30
Pu(N)	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5
M₀(N.M)	8202.21	8202.21	6778.69	8202.21	8202.21
M_g(N.M)	1640.44	4101.11	3280.88	3280.88	4101.11
M_d(N.M)	4101.11	3280.88	3280.88	4101.11	1640.44
M_t(N.M)	5741.55	4921.33	5331.44	4921.33	5741.55
T_g(N)	10687.73	9693.53	9038.25	10190.63	9196.42
T_d(N)	-9196.42	-10190.63	-9038.25	-9693.53	-10687.73

-ELS :

Travée	a-b	b-c	c-d	d-e	e-f
L(m)	3.30	3.30	3.00	3.30	3.30
Ps(N)	4355	4355	4355	4355	4355
M₀(N.M)	5928.24	5928.24	4899.38	5928.24	5928.24
M_g(N.M)	1185.65	2964.12	2371.30	2371.30	2964.12
M_d(N.M)	2964.12	2371.30	2371.30	2964.12	1185.65
M_t(N.M)	4149.77	3556.94	3853.36	3556.94	4149.77
T_g(N)	7724.68	7006.11	6532.50	7365.39	6646.82
T_d(N)	-6646.82	-7365.39	-6532.50	-7006.11	-7724.68

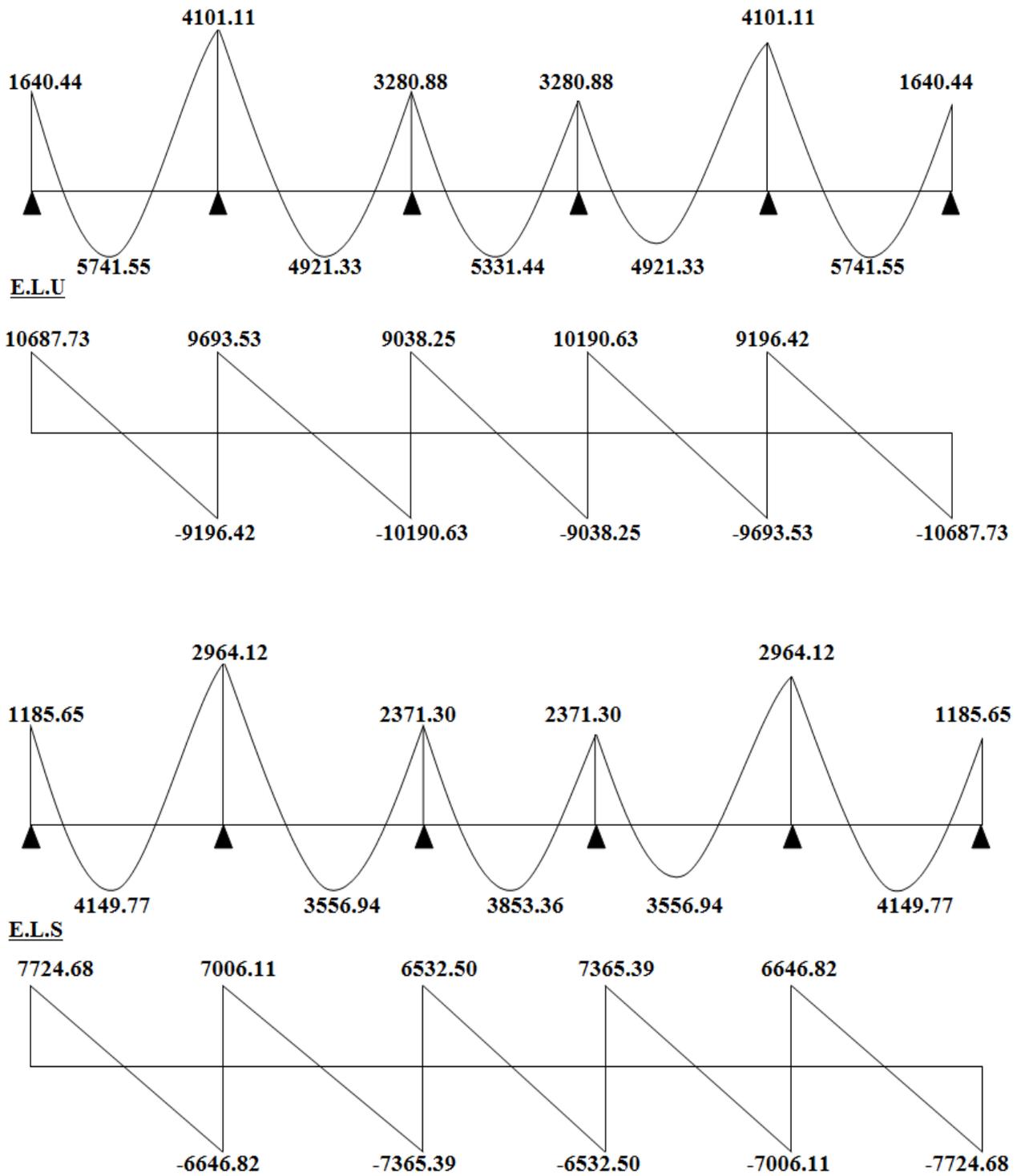


Figure III.19 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02

III.6.9 : Calcul du ferrailage :

$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$

III.6.9.1 : l'enrobage :

$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$.

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm}$ (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$

Donc on adopte $C = 2\text{cm} \rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$

$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$

	$M_{\text{max (appui)}}$	$M_{\text{max (travée)}}$	T_{max}
E.L.U	4921.33	5741.55	10936.28
E.L.S	3556.94	4149.77	7904.32

III.6.9 .2 : Les armatures longitudinales :

• **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 5741.55 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5741.55}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.019 \Rightarrow \alpha = 0.0240 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5741.55}{348 \times 0,990 \times 18} = 0.926 \text{ cm}^2$$

• **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
4921.33	0.018	0.392	0.223	0.911	0.862

- **E. L. S :**

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.926	5741.55	4149.77	1.38	25	0.44	vérifier
Appui	0.862	4921.33	3556.94	1.38	25	0.44	vérifier

• **Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée : $A_{tmin} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_{tmin} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$.

• **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée: $A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

• **Tableau Récapitulatif :**

Eléments	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min'} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	0,926	1,41	1,30	1,41	2HA12=2.26
Appuis	0,862	0,22	0,20	0,862	2HA10=1.01

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_{min'})$$

Diamètre minimale Φ_t : CBA93 article (A.7.2.2)

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

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi 6 = 0,57cm^2$$

III.6.9.3 : Espacement des cadres S_t : CBA93 article (A.5.1, 22)

- $S_t(1) \leq \min (0.9d; 40cm) = \min (16.2 ; 40) cm$ **$S_t(1) = 16.2 cm$**
- $S_t(2) \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 10 = 33.48 cm$
- $S_t(3) \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_t(3) \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,5 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 12.05 cm$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min (16.2 ; 33.48 ; 21.84) \rightarrow S_t = 16.2cm$$

Alors on prend : **$S_t = 15 cm$**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.6.9.4 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$CBA93 article (A.5.1.1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 10936.28$$

$$\tau_u = \frac{10936.28}{100 \times 180} = 1.5 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0, 20 \cdot (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1.5 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

III.6.9.5 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm.}$

$$T_u = 10936.28$$

$$T_u = 10936.28 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{10936.28}{400} = 31.44 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 50,1 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

- Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)**

$$1/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{330} = 0,06 \geq 0,0444 \quad \text{condition vérifier}$$

$$2/ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{330} = 0,06 \geq 0,0446 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$3/ \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifier}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 500$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$L_n = 65 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

***Pour les armatures parallèles aux nervures** :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

***Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

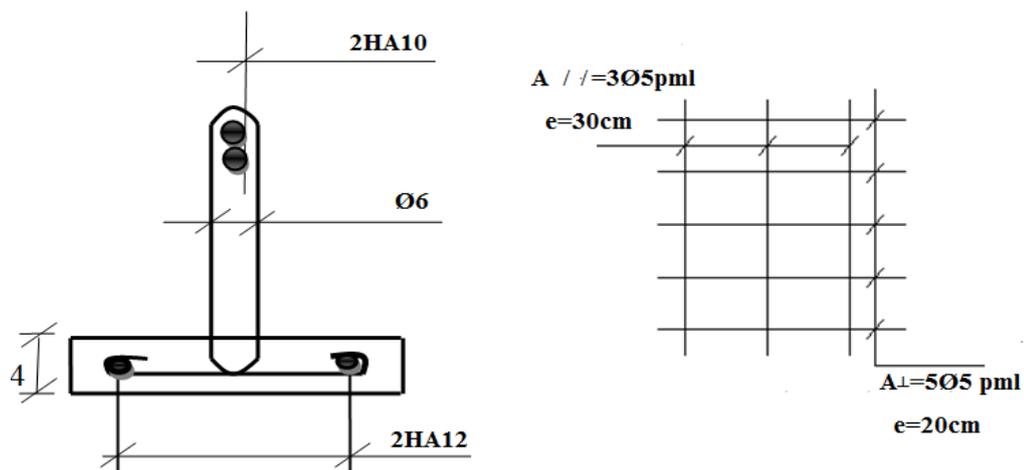


Figure III.20 : Ferrailage des plancher

Chapitre IV :

Etude dynamique

CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 : Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2 : Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1 : Méthode statique équivalente :

- **Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a)- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b)- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ❖ tous groupes.

Zone IIa :

- ❖ groupe d'usage 3.
- ❖ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- ❖ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

• Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone **IIa**.
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol très meuble de catégorie S4**.
- ✓ La hauteur du structure : $h = 39.78 > 23$ m (zone **IIa**)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.4 : Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l’action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 99 / version 2003, défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

A : coefficient d’accélération de zone

η : Coefficient de correction d’amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

D’après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Sol très meuble ⇒ site 4 donc **T₁ = 0.15 sec et T₂ = 0.7 sec.**
- A = 0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d’usage 2} \end{array} \right.$

Groupe D’usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.1 : coefficient d’accélération de zone A

- $\xi = 7\%$. tableau 4.2 du RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé} \\ \text{Remplissage dense} \end{array} \right.$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.2: Valeurs de ξ (%)

- $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.882 \geq 0.7$
- R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3 RPA99/version 2003) ; Contreventement mixte **R = 5**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

-

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99 ; **Q=1.15**

Critère q »	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau IV.3: valeurs des pénalités P_q

IV.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_N h_N^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- $C_T = 0.050$
- $H_N = 39.78\text{m}$

Donc : $T = 0.05 \times 39.78^{(3/4)} = 0.79\text{sec.}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D_x = 16.51\text{m} ; D_y = 17.75\text{m.}$

$$T_x = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{16.51}} = 0.88 \text{ sec} \quad ; \quad T_y = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{17.75}} = 0.85 \text{ sec}$$

$\Rightarrow T_x = 0.88\text{sec} \quad ; \quad T_y = 0.85\text{sec}$

$$T = \min \left\{ T = C_N h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \right\} \implies T = \min(0.79 ; 0.85 ; 0.88) = 0.79\text{sec}$$

IV.4: Analyse de la structure :

IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Première variante :

Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
0,92	0,00	0,22	0,0	0,00	0,22
0,81	64,43	0,22	0,0	64,43	0,00
0,73	64,43	64,12	0,0	0,00	63,90
0,25	64,43	64,13	0,0	0,00	0,01
0,20	80,23	64,13	0,0	15,80	0,00
0,18	80,23	80,16	0,0	0,00	16,03
0,13	80,23	80,16	0,0	0,00	0,00
0,10	80,23	84,93	0,0	0,00	4,77
0,10	84,88	84,93	0,0	4,65	0,00
0,09	84,88	84,94	0,0	0,00	0,00

Tableau IV.4 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1

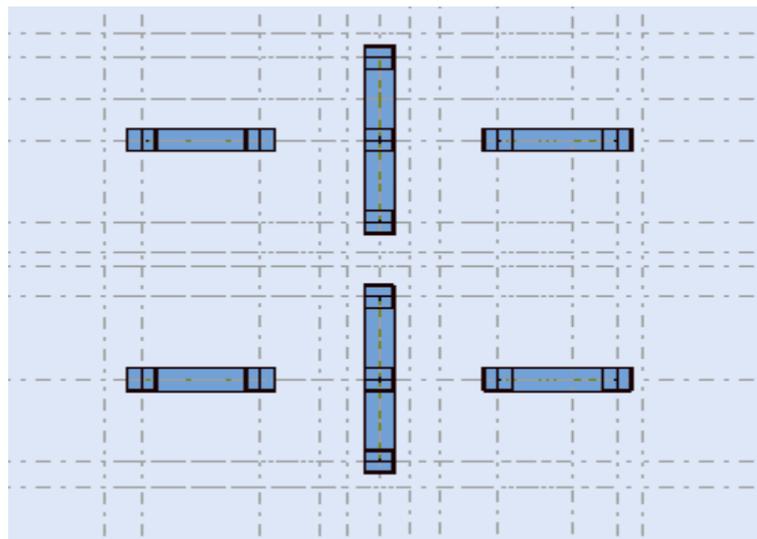


Figure IV.1 : variante n : 01 d'un voile

- le 1^{er} mode est un mode de torsion selon l'axe $U_y = 0.22\%$ de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 64.43\%$.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 63.90\%$.

Deuxième variante :

Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1,51	0,00	72,80	0,0	0,00	72,80
0,99	0,03	73,37	0,0	0,03	0,57
0,89	67,79	73,37	0,0	67,76	0,00
0,48	67,79	83,31	0,0	0,00	9,95
0,27	67,79	83,51	0,0	0,00	0,20
0,26	67,79	87,26	0,0	0,00	3,75
0,22	84,46	87,26	0,0	16,67	0,00
0,17	84,46	89,60	0,0	0,00	2,34
0,14	84,46	89,60	0,0	0,00	0,00
0,12	84,46	91,25	0,0	0,00	1,65

Tableau IV.5: Périodes et coefficients de participation modaux variante2

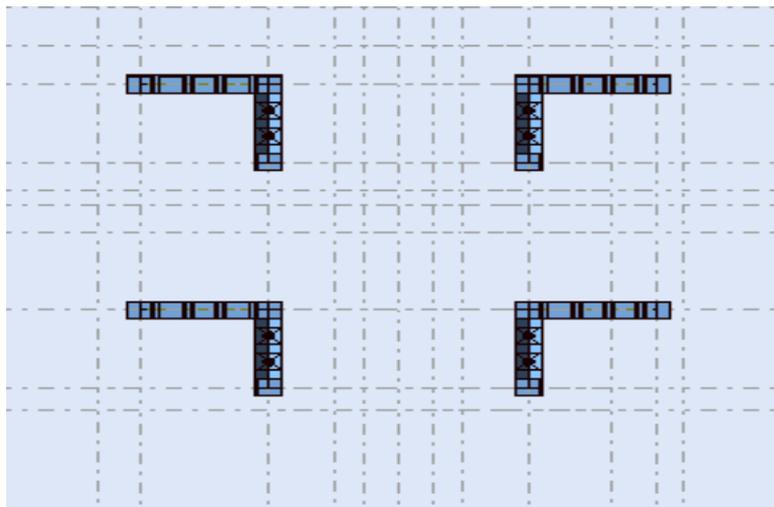


Figure IV.2 : variante n : 02d'un voile

- le 1^{ère} mode est un mode de translation selon l'axe Uy= 72.80%.
- le 2^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe Uy= 0.57% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Ux= 67.76%.

Solution :

On propose quatre solutions :

- L'augmentation de la section des poteaux
- L'augmentation de la section des poutres principales.
- L'augmentation de la section des poutres secondaires.
- L'augmentation du nombre des voiles et changement de leur disposition.

Remarque : de toutes ces solutions :

- j'ai augmentée de la section des poteaux de (40×45) a (55×55) pour tous les poteaux **au lieu** les autres sections qui a été choisi en pré-dimensionnement.
- j'ai augmentée le nombre des voiles et je change leur disposition.

Troisième variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

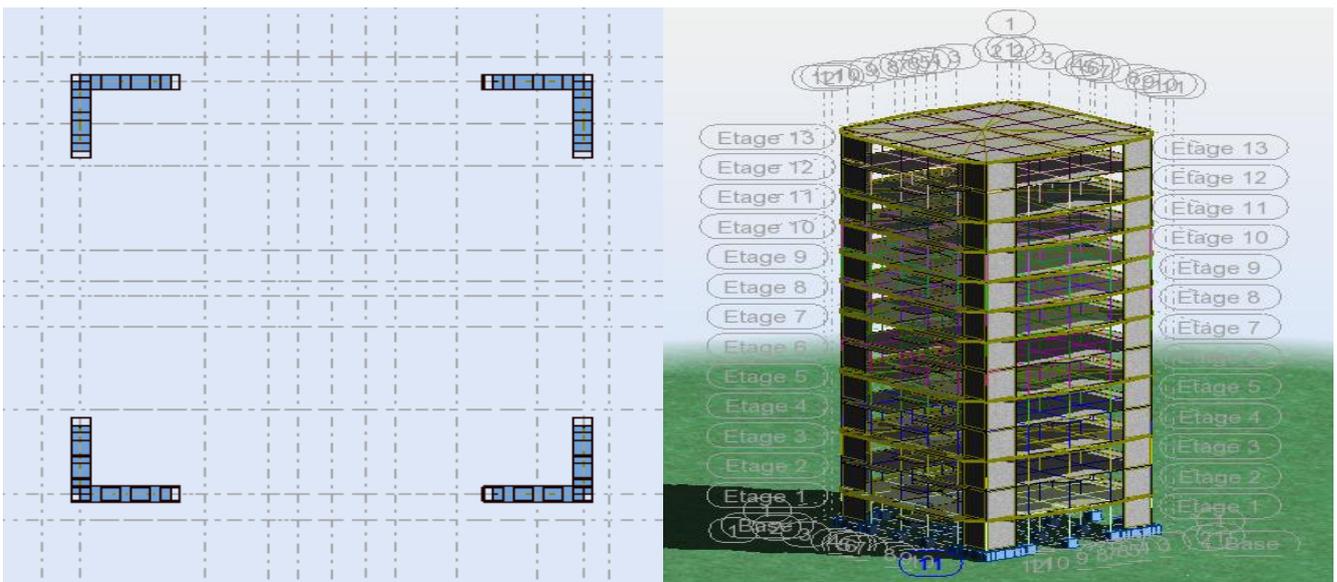


Figure IV.3 : disposition final des voiles

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	0.99	1.01	0.00	69.86	0.00	69.86	Trans.y
2	1.05	0.96	71.58	0.00	71.59	69.86	Trans.x
3	1.50	0.67	0.00	0.13	71.59	69.99	Torsion
4	3.79	0.26	14.65	0.68	86.24	70.66	/
5	3.79	0.26	0.62	15.86	86.86	86.52	/
6	5.84	0.17	0.00	0.01	86.86	86.53	/
7	7.78	0.13	5.29	0.00	92.15	86.53	/
8	8.04	0.12	0.00	5.74	92.15	92.27	/
9	12.20	0.08	2.79	0.00	94.95	92.27	/
10	12.32	0.08	0.01	0.01	94.96	92.28	/

Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Remarque:

L’analyse dynamique de la structure nous a permis d’obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **Ty(dyn)= 1.01 s.**
- ◆ La période fondamentale **Tx(dyn)= 0.96 s.**

On a : $1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.79 = 1.03 > T_{y(dyn)} = 1.01$ (la condition est vérifiée).

$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.79 = 1.03 > T_{x(dyn)} = 0.96$ (la condition est vérifiée).

Interprétation des résultats :

D’après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode de translation selon l’axe Uy= 69,86% de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l’axe Ux= 71,58%.
- Le troisième mode c’est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(selon le **RPA99version 2003**).

Les schémas des trois premiers modes de vibration :

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

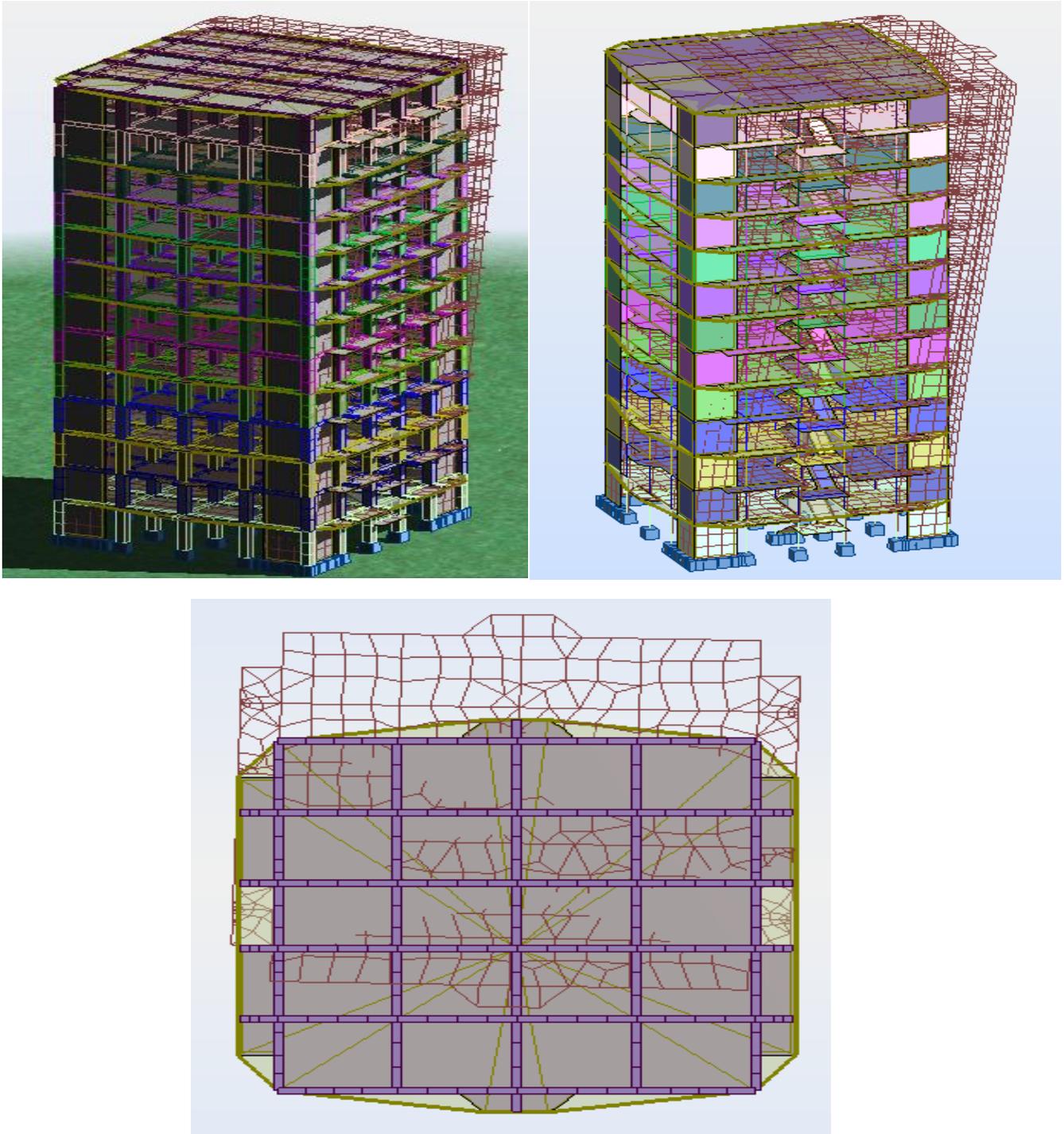


Figure IV.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=1.01s)

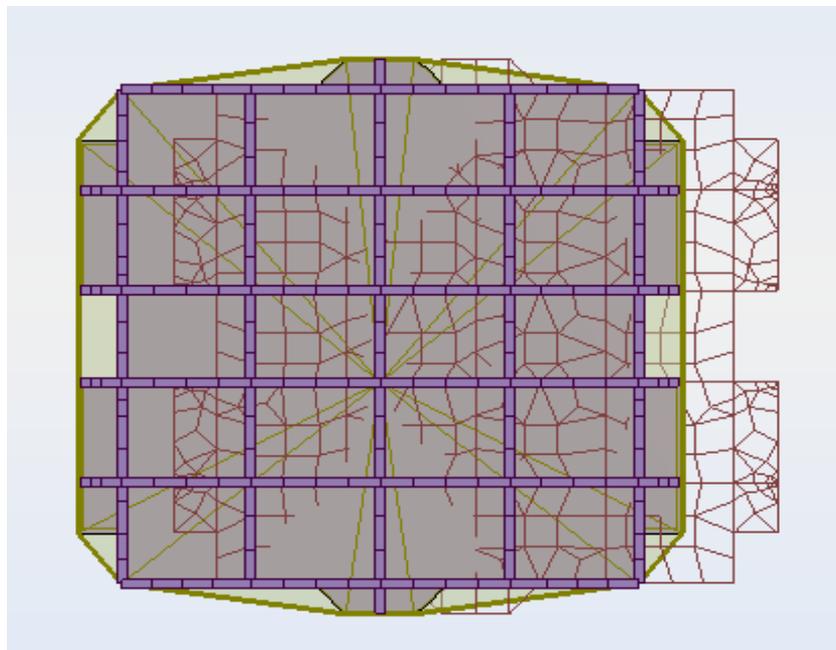
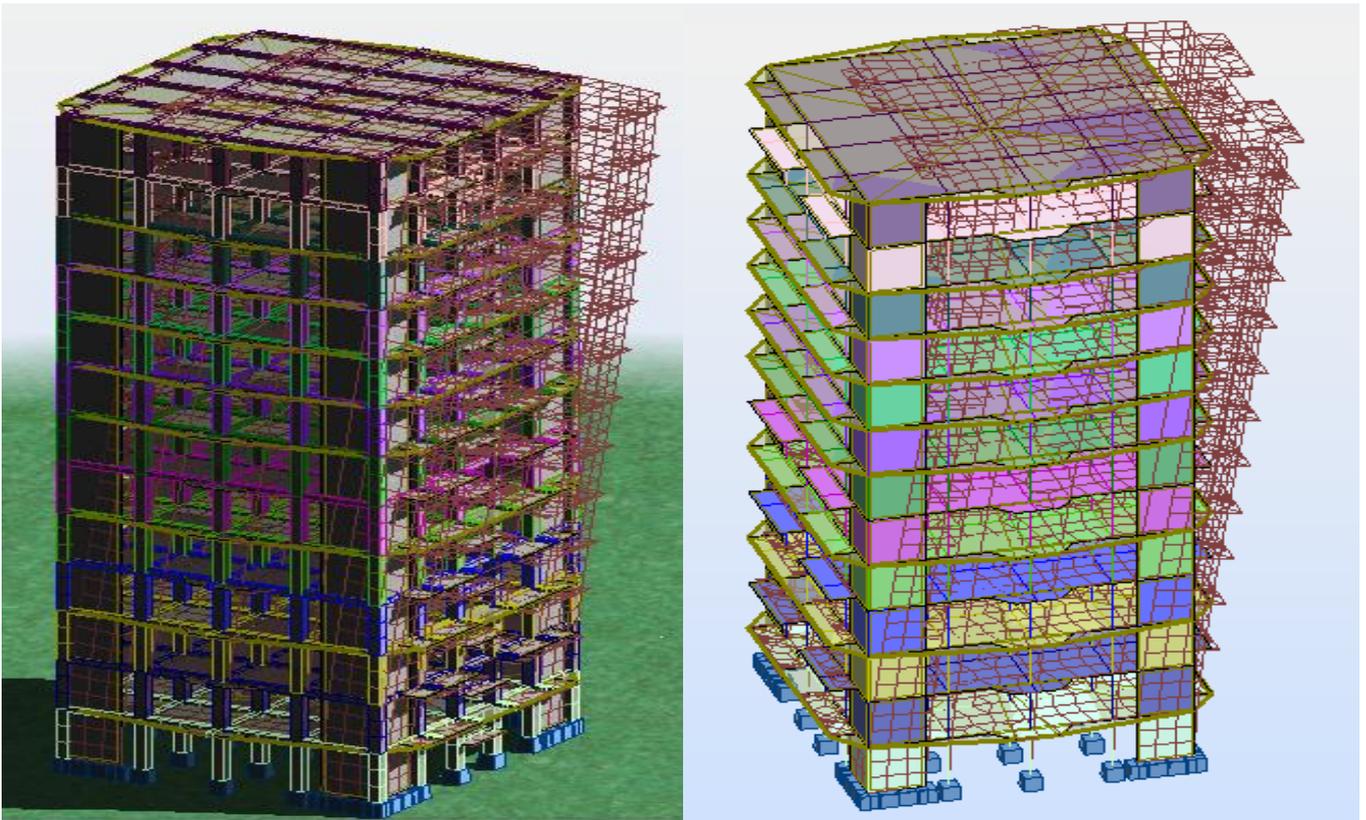


Figure IV.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2=0.96 s)

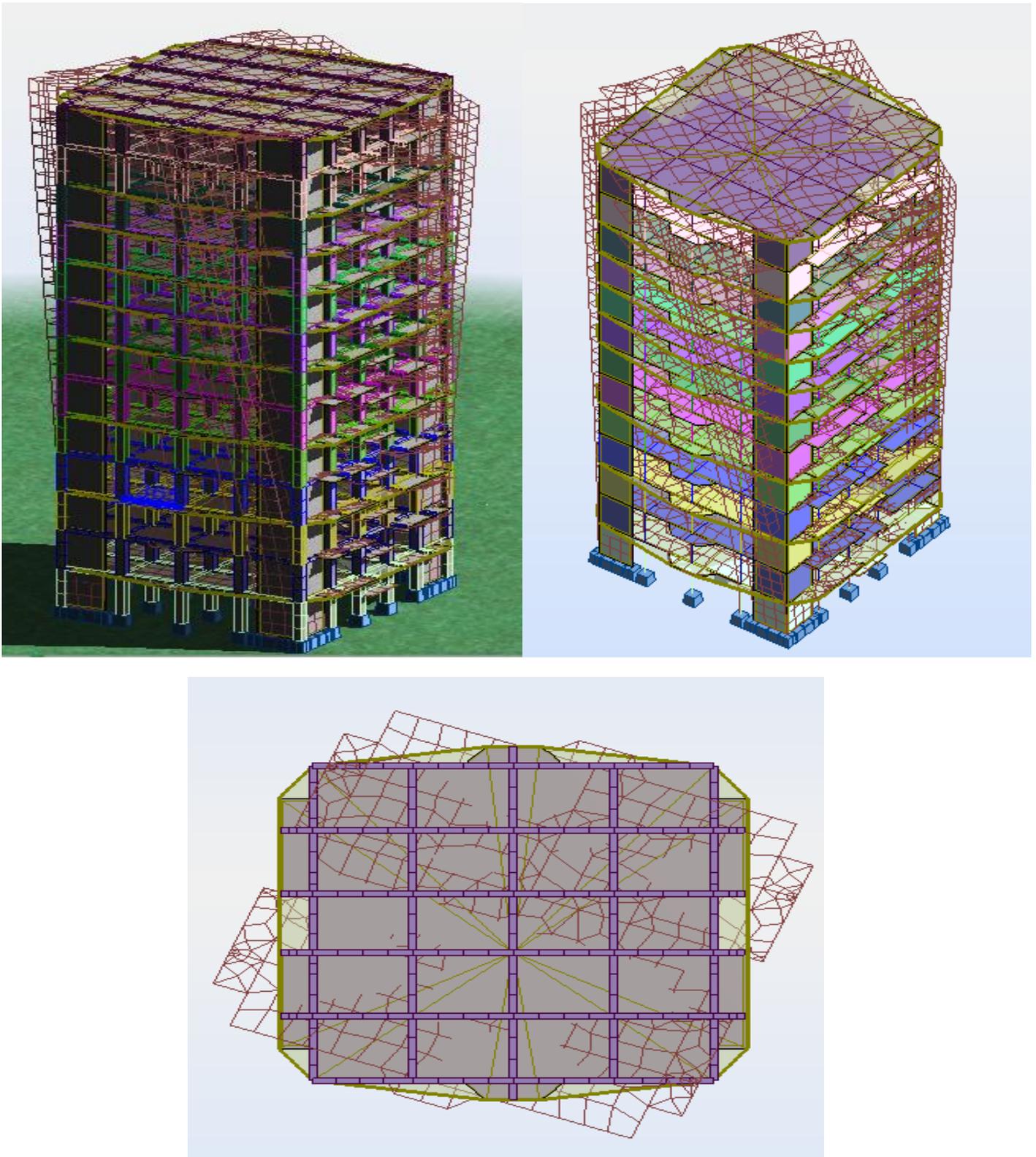


Figure IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T=0.67s$)

- distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$V_{k \rightarrow F}$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
216.80	82.10	205.50	72.07	-4134.13	-792.44

Tableau IV.7: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{F_{x\text{poteau}}}{F_{x\text{total}}} = \frac{82.10}{216.80} = 37.87 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{y\text{poteau}}}{F_{y\text{total}}} = \frac{72.07}{205.50} = 35.07 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{z\text{ voile}}}{F_{z\text{ total}}} = \frac{792.44}{4134,13} = 19.17 \% \leq 20 \%$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 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 que les 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.

➤ Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a A=0.15.

R : Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 ; On a R=5.

Q : facteur de qualité : est donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 version 2003:

Q= 1.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.7 \text{ s}$; $T = 0.79 \text{ s}$

Alors : $T_2 < T \implies D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.7}{0.79}\right)^{2/3} \implies \mathbf{D_x = 2.03}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.7}{0.79}\right)^{2/3} \implies \mathbf{D_y = 2.03}$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

→ Pour un bâtiment d'habitation => $\beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 3628.17$ (T)

Sens	A	D	R	Q	W(T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (kn)	0.8V _{st}
Longitudinale (X-X)	0.15	2.03	5	1.15	3628.17	216.80	254.09	203.272
Transversale (Y-Y)	0.15	2.03	5	1.15	3628.17	205.50	254.09	203.272

Tableau IV.8: les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0.8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) ⇒ **Condition vérifier**

	V _{dyn} (T)	V _{sta} (T)	0.8 x V _{stat}	condition
Sens X	216.80	254.09	203.272	Vérifier
Sens Y	205.50	254.09	203.272	vérifier

IV.4.3 : Distribution de la resultante des forces sismique selon la hauteur:

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = Ft + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i
 h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i
 h_j : niveau d'un plancher quelconque.
 $W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i; j$.

Sens- X :

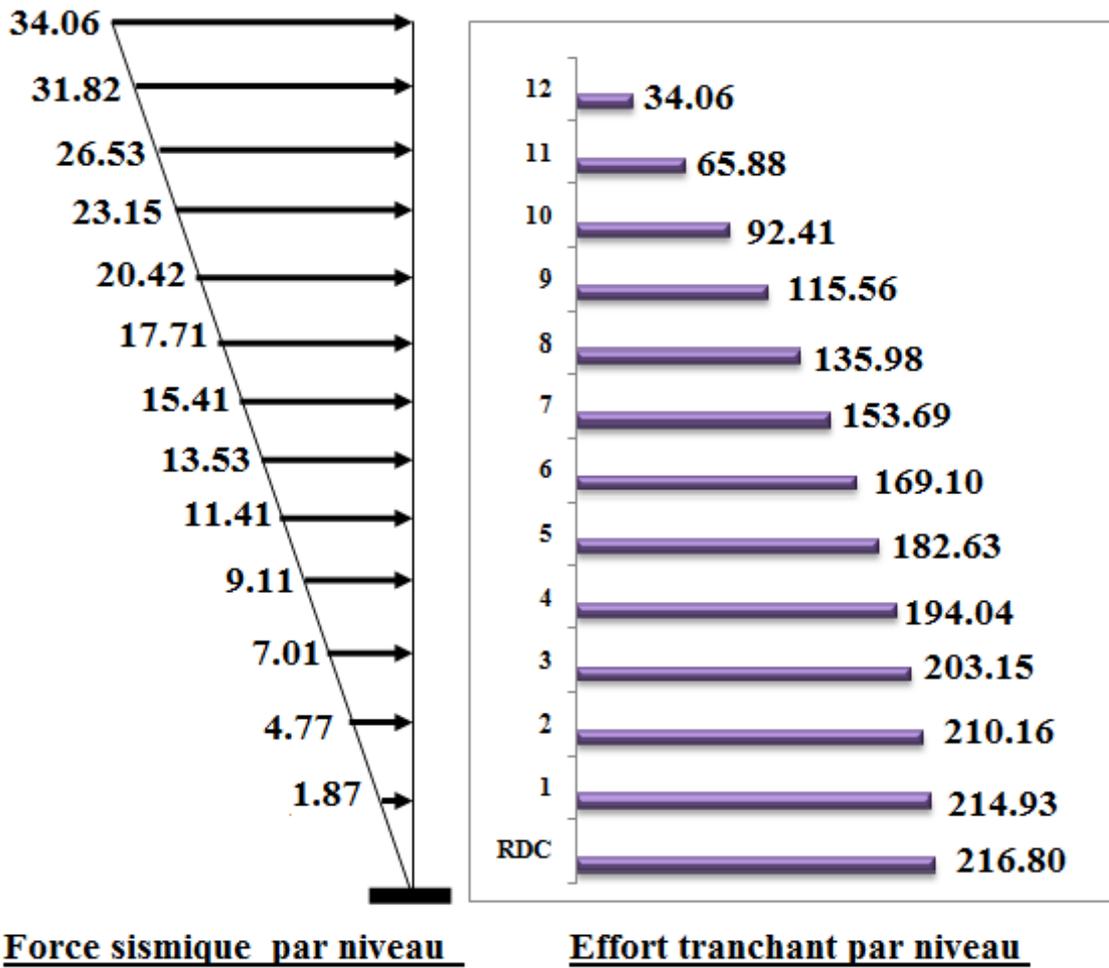


Figure IV .7 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x

Sens-Y :

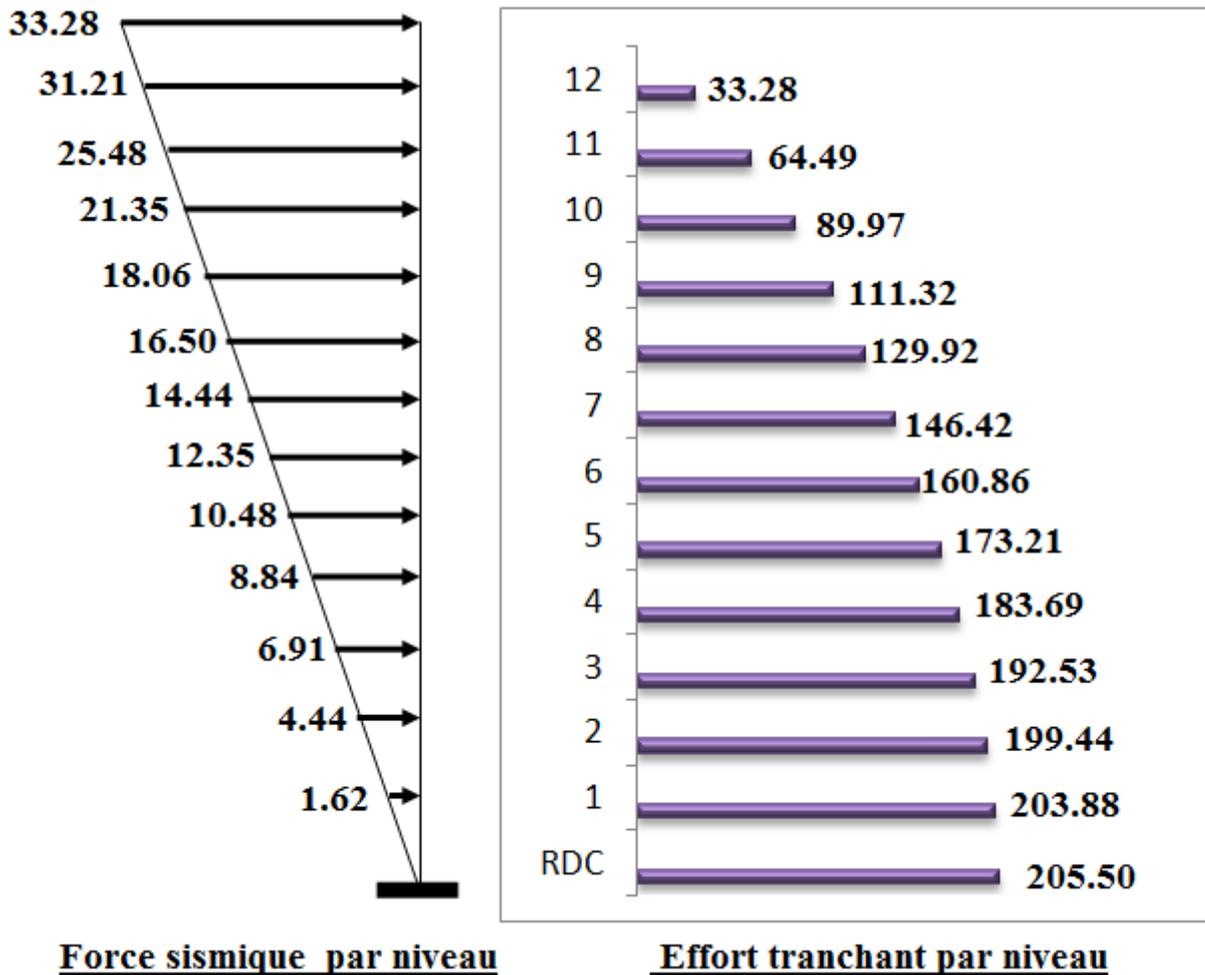


Figure IV.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y

IV.4.4 : Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x_{(cm)}= \delta_k- \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y_{(cm)}= \delta_k- \delta_{k-1}$
RDC	0.4	0.4	0.3	0.3
1	1.1	0.7	1.1	0.7
2	2	0.9	2.0	0.9
3	3.1	1.1	3.1	1.1
4	4.3	1.2	4.3	1.2
5	5.5	1.2	5.6	1.3
6	6.7	1.2	7.0	1.4
7	7.9	1.2	8.3	1.3
8	9.1	1.2	9.6	1.3
9	10.2	1.1	10.9	1.3
10	11.2	1	12.1	1.2
11	12.2	1	13.2	1.1
12	13	0.8	14.3	1.1

Tableau IV.9 : Déplacements absolus pour les deux directions principales

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\%(3.06) = 0.0306m=3.06cm$.

IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique:

a. centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

c-excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [t]	Position du centre de masse		position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex	Ey
RDC	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
1	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
2	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
3	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
4	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
5	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
6	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
7	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
8	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
9	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
10	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
11	3628.17	7.71	8.08	7.68	8.10	0.04	0.02
12	3628.17	7.58	8.10	7.58	8.10	0.00	0.00

Tableau IV.10 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

d-L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_x=0.05 L_x$ avec : $L_x= 16.51$ m $e_{ax} = 0.04$ m
- $e_y=0.05 L_y$ avec : $L_y= 17.75$ m $e_{ay} = 0.02$ m

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_x = 0.825$ m
- $e_y = 0.887$ m

IV.4.6:Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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.

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	3628.17	0.4	216.80	3.06	0.021875	vérifier
1	3349.44	0.7	214.93	3.06	0.035649	vérifier
2	3070.71	0.9	210.16	3.06	0.042974	vérifier
3	2791.98	1.1	203.15	3.06	0.049404	vérifier
4	2513.25	1.2	194.04	3.06	0.050793	vérifier
5	2234.52	1.2	182.63	3.06	0.04798	vérifier
6	1955.79	1.2	169.10	3.06	0.045356	vérifier
7	1677.06	1.2	153.69	3.06	0.042792	vérifier
8	1398.33	1.2	135.98	3.06	0.040326	vérifier
9	1119.6	1.1	115.56	3.06	0.034827	vérifier
10	840.87	1	92.41	3.06	0.029736	vérifier
11	562.14	1	65.88	3.06	0.027884	vérifier
12	283.41	0.8	34.06	3.06	0.021753	vérifier

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	3628.17	0.3	205.50	3.06	0.017309	vérifier
1	3349.44	0.7	203.88	3.06	0.037581	vérifier
2	3070.71	0.9	199.44	3.06	0.045284	vérifier
3	2791.98	1.1	192.53	3.06	0.052129	vérifier
4	2513.25	1.2	183.69	3.06	0.053654	vérifier
5	2234.52	1.3	173.21	3.06	0.054806	vérifier
6	1955.79	1.4	160.86	3.06	0.055626	vérifier
7	1677.06	1.3	146.42	3.06	0.048659	vérifier
8	1398.33	1.3	129.92	3.06	0.045725	vérifier
9	1119.6	1.3	111.32	3.06	0.042727	vérifier
10	840.87	1.2	89.97	3.06	0.036651	vérifier
11	562.14	1.1	64.49	3.06	0.031334	vérifier
12	283.41	1.1	33.28	3.06	0.030612	vérifier

Tableau IV.12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.4.7: Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

➤ **Sens longitudinal:**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	1.87	3.06	5.7222
1	4.77	6.12	29.1924
2	7.01	9.18	64.3518
3	9.11	12.24	111.5064
4	11.41	15.3	174.573
5	13.53	18.36	248.4108
6	15.41	21.42	330.0822
7	17.71	24.48	433.5408
8	20.42	27.54	562.3668
9	23.15	30.6	708.39
10	26.53	33.66	892.9998
11	31.82	36.72	1168.4304
12	34.06	39.78	1354.9068

Tableau IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Vérifications:

$$M_S = 3628.17 \times \left(\frac{16.51}{2}\right) = 29950.54 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3561.1362 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 8.41039 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	1.62	3.06	5.5692
1	4.44	6.12	28.7028
2	6.91	9.18	64.719
3	8.84	12.24	111.8736
4	10.48	15.3	174.573
5	12.35	18.36	248.2272
6	14.44	21.42	330.5106
7	16.5	24.48	432.5616
8	18.06	27.54	561.5406
9	21.35	30.6	710.532
10	25.48	33.66	897.039
11	31.21	36.72	1167.329
12	33.28	39.78	1346.553

Tableau IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Vérifications:

$$M_S = 3628.17 \times \left(\frac{17.75}{2}\right) = 32200 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3565.8486 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 9.0301 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Chapitre V :



Etude du vent

CHAPITRE 05 : ETUDE DU VENT

V.1 : Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil .les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2 : Application de RNV 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

- Le projet implante dans la willaya de Sétif → Zone I (annexe -1 : RNV99).
- $q_{ref} = 375\text{N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau V.1 : valeur de la pression dynamique de référence

- Catégorie terrain (IV) (tableau 2.4 : RNV99).

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

- Site plat → $C_t = 1$ (tableau 2.5 : RNV99)

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau V.2 : coefficients de topographie

- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

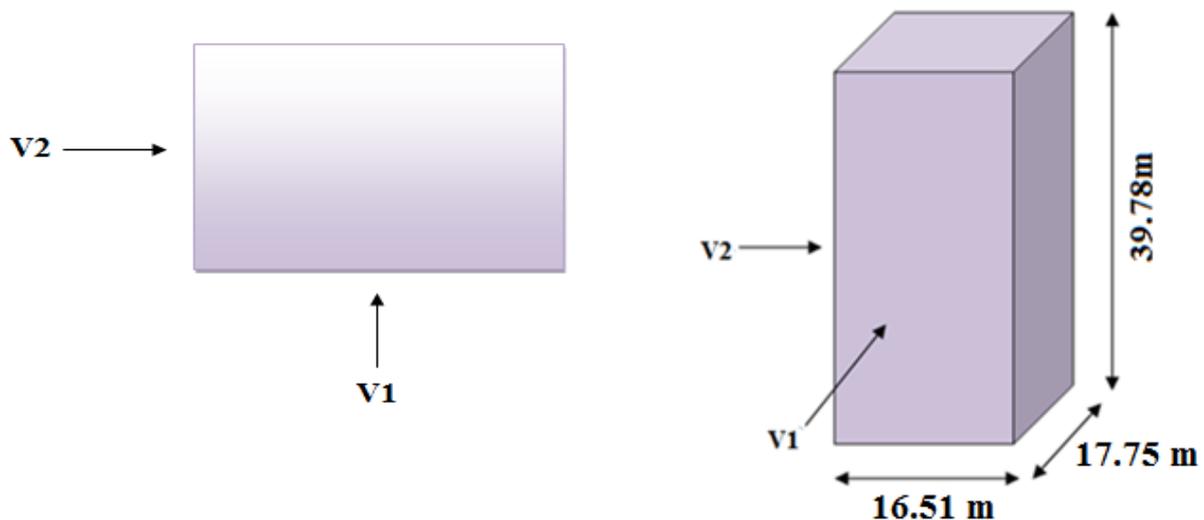


Figure V.1 : Action du vent

V.2.1 : Choix du sens du vent : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).

V.2.2 : Coefficient dynamique C_d : D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

Sens x.x (V1) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

pour une hauteur $h = 39.78\text{m}$, et $b = 16.51\text{ m}$; $\longrightarrow C_d = 0.95$

Sens y.y (V2):

Pour $h = 30.78\text{m}$, et $b = 17.75\text{m}$; $\longrightarrow C_d = 0.95$

$C_d < 1.2$ donc : la structure est peut sensible aux excitations dynamiques (**chap 02 - § 3.2.RNV99**)

➤ **1^{ER} SENS**

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{\text{dyn}}(Z) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z, j)$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_r)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right]$$

Evaluation de $C_r(Z)$ j : (**chap 02 - § 4.2 : RNV99**).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{\text{min}}}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\text{min}}$$

Niveau	Zj (m)	Z0	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (N/M ²)
RDC	1.53	1	0.665	1	1.560	585
1	4.59	1	0.665	1	1.560	585
2	7.65	1	0.665	1	1.560	585
3	10.71	1	0.665	1	1.560	585
4	13.77	1	0.665	1	1.560	585
5	16.83	1	0.678	1	1.599	599.625

6	19.89	1	0.718	1	1.722	645.75
7	22.95	1	0.752	1	1.829	685.875
8	26.01	1	0.782	1	1.925	721.875
9	29.07	1	0.809	1	2.014	755.25
10	32.13	1	0.833	1	2.093	784.875
11	35.19	1	0.855	1	2.167	812.625
12	39.78	1	0.884	1	2.267	850.125

Tableau V.3. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1

V.2.3 : Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99), les valeurs de $C_{pe, 10}$ et $C_{pe, 1}$ sont données dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

❖ **Parois verticales :**

$$e = \min [b , 2h] = \min [16.51 , 2 \times 39.78] \longrightarrow e = 16.51m$$

$$d = 17.75m > e = 16.51 m \longrightarrow A, B, C.$$

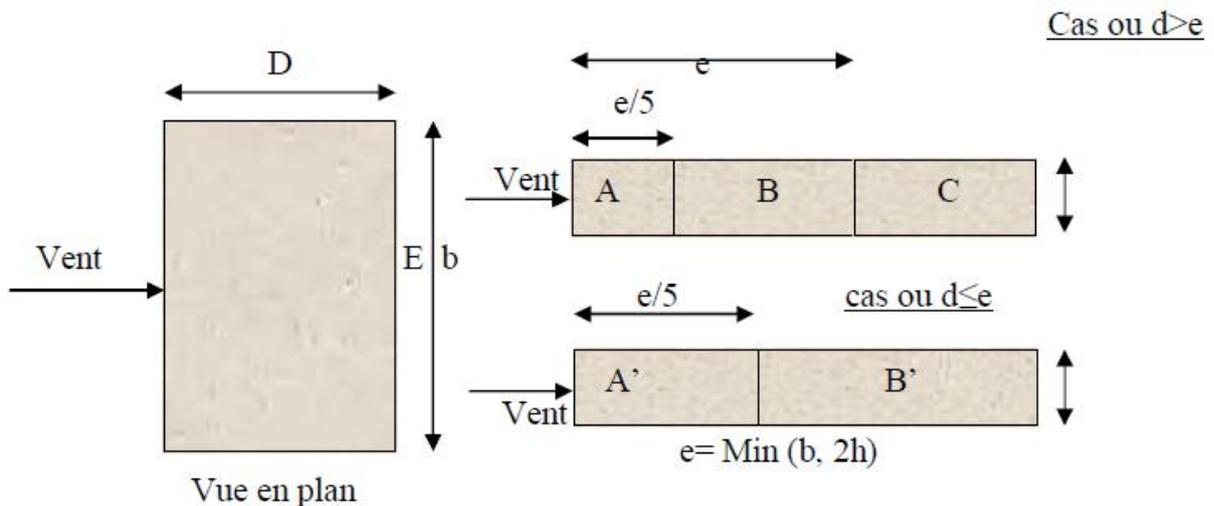


Figure V.2 : Légende pour les parois verticales

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.4 : Valeurs des Cpe sur parois plate

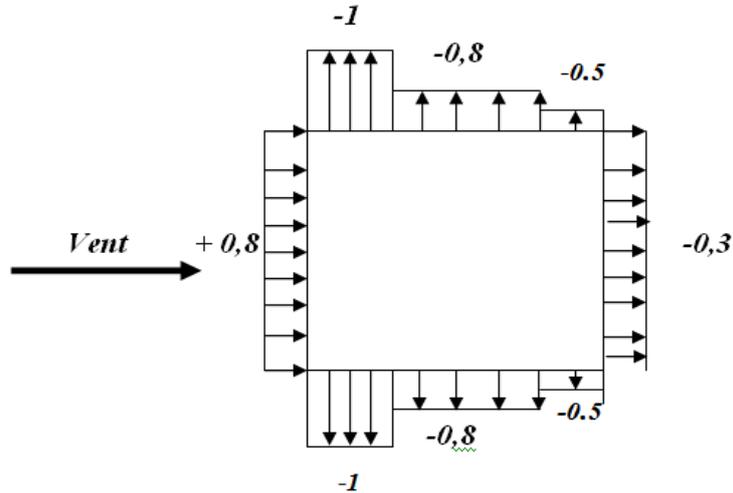


Figure V.3: Valeur Cp sur les parois verticales

❖ **Toitures :**

$C_{pe}=f(hp/h)$ (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

$hp/h=0.60/39.78 =0.015$

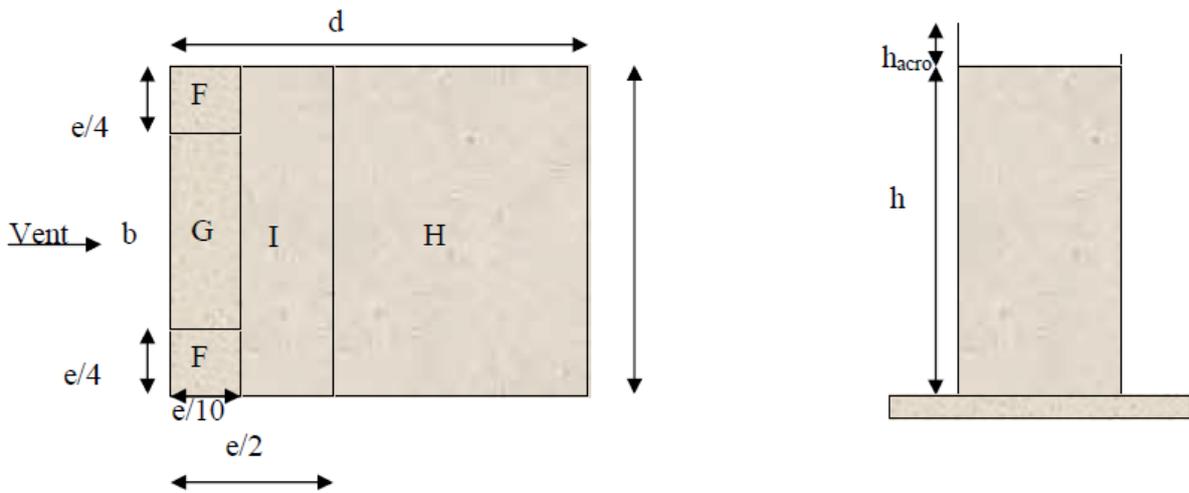


Figure V.4 : Légende pour les toitures plates

Cpe	F	G	H	I
hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Tableau V.5 : Valeurs des Cpe sur la toiture plate

V.2 .4 : Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Interieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

V.2 .5 : Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Parois vertical : $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	0.8	585	-1000.35
	4.59				585	-1000.35
	7.65				585	-1000.35
	10.71				585	-1000.35
	13.77				585	-1000.35
	16.83				599.625	-1025.36
	19.89				645.75	-1104.23
	22.95				685.875	-1172.85
	26.01				721.875	-1234.41
	29.07				755.25	-1291.48
	32.13				784.875	-1342.14
	35.19				812.625	-1389.59
39.78	850.125	-1453.71				
B	1.53	0.95	-0.8	0.8	585	-889.2
	4.59				585	-889.2
	7.65				585	-889.2
	10.71				585	-889.2
	13.77				585	-889.2
	16.83				599.625	-911.43
	19.89				645.75	-981.54

	22.95			685.875	-1042.53
	26.01			721.875	-1097.25
	29.07			755.25	-1147.98
	32.13			784.875	-1193.01
	35.19			812.625	-1235.19
	39.78			850.125	-1292.19
C	1.53		-0.5	585	-722.48
	4.59			585	-722.48
	7.65			585	-722.48
	10.71			585	-722.48
	13.77			585	-722.48
	16.83			599.625	-740.54
	19.89			645.75	-790.50
	22.95			685.875	-847.06
	26.01			721.875	-891.52
	29.07			755.25	-932.73
	32.13			784.875	-969.32
	35.19			812.625	-1003.59
	39.78			850.125	-1049.90
D	1.53		0.8	585	0
	4.59			585	0
	7.65			585	0
	10.71			585	0
	13.77			585	0
	16.83			599.625	0
	19.89			645.75	0
	22.95			685.875	0
	26.01			721.875	0
	29.07			755.25	0
	32.13			784.875	0
	35.19			812.625	0
39.78		850.125	0		
	1.53			585	-611.325

E	4.59				585	-611.325
	7.65				585	-611.325
	10.71				585	-611.325
	13.77				585	-611.325
	16.83				599.625	-626.61
	19.89				645.75	-674.81
	22.95				685.875	-716.74
	26.01				721.875	-754.36
	29.07				755.25	-789.24
	32.13				784.875	-820.19
	35.19				812.625	-849.19
	39.78				850.125	-888.38

Tableau V.6: la pression due au vent (q) du parois vertical Cpi=0.8

2. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
F	39.78	0.95	-1.6	0.8	850.125	-1938.29
G			-1.1			-1534.48
H			-0.7			-1211.43
I			± 0.2			-807.62
						-484.57

Tableau V.7 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8

3. Parois vertical : $C_{pi} = -0.5$

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	-0.5	585	-277.88
	4.59				585	-277.88
	7.65				585	-277.88
	10.71				585	-277.88
	13.77				585	-277.88
	16.83				599.625	-284.82
	19.89				645.75	-306.73
	22.95				685.875	-325.80
	26.01				721.875	342.90
	29.07				755.25	-358.74
	32.13				784.875	-372.82
	35.19				812.625	-385.99
	39.78				850.125	-403.81
B	1.53	0.95	-0.8	-0.5	585	-166.73
	4.59				585	-166.73
	7.65				585	-166.73
	10.71				585	-166.73
	13.77				585	-166.73
	16.83				599.625	-170.89
	19.89				645.75	-184.04
	22.95				685.875	-195.47
	26.01				721.875	-205.73
	29.07				755.25	-215.25
	32.13				784.875	-223.69
35.19	812.625	-231.60				
39.78	850.125	-242.29				
	1.53	0.95	-0.8	-0.5	585	0
	4.59				585	0

C	7.65		-0.5		585	0
	10.71				585	0
	13.77				585	0
	16.83				599.625	0
	19.89				645.75	0
	22.95				685.875	0
	26.01				721.875	0
	29.07				755.25	0
	32.13				784.875	0
	35.19				812.625	0
	39.78				850.125	0
D	1.53		0.8		585	722.48
	4.59				585	722.48
	7.65				585	722.48
	10.71				585	722.48
	13.77				585	722.48
	16.83				599.625	740.54
	19.89				645.75	797.50
	22.95				685.875	847.06
	26.01				721.875	891.52
	29.07				755.25	932.73
	32.13				784.875	969.32
35.19	812.625	1003.59				
39.78	850.125	1049.90				
E	1.53		-0.3		585	111.15
	4.59				585	111.15
	7.65				585	111.15
	10.71				585	111.15
	13.77				585	111.15
	16.83				599.625	113.93
	19.89				645.75	122.69

	22.95				685.875	130.32
	26.01				721.875	137.16
	29.07				755.25	143.50
	32.13				784.875	149.13
	35.19				812.625	154.40
	39.78				850.125	161.52

Tableau V.8 : la pression due au vent (q) du parois vertical $c_{pi}=-0.5$

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
F	39.78	0.95	-1.6	-0.5	850.125	-888.38
G			-1.1			-484.57
H			-0.7			-161.52
I			± 0.2			565.33
						242.29

Tableau V.9 : la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$

V.2 .6 : Calcul Force de frottement : (chap 02 - § .1.4. RNV99)

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

- Les constructions pour les quelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 18.00/16.50 = 1.09 < 3$condition non vérifié
- $d/h = 18.00/39.78 = 0.45 < 3$condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

- La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1.53	0	48.042	0	0
	4.59	0	48.042	0	0
	7.65	0	48.042	0	0
	10.71	0	48.042	0	0
	13.77	0	48.042	0	0
	16.83	0	48.042	0	0
	19.89	0	48.042	0	0
	22.95	0	48.042	0	0
	26.01	0	48.042	0	0
	29.07	0	48.042	0	0
	32.13	0	48.042	0	0
	35.19	0	48.042	0	0
	39.78	0	48.042	0	0
E	1.53	-611.325	48.042	-29369.28	0
	4.59	-611.325	48.042	-29369.28	0
	7.65	-611.325	48.042	-29369.28	0
	10.71	-611.325	48.042	-29369.28	0
	13.77	-611.325	48.042	-29369.28	0
	16.83	-626.61	48.042	-30103.60	0
	19.89	-674.81	48.042	-32419.22	0
	22.95	-716.74	48.042	-34433.62	0
	26.01	-754.36	48.042	-36240.96	0
	29.07	-789.24	48.042	-37916.67	0
	32.13	-820.19	48.042	-39403.57	0
	35.19	-849.19	48.042	-40796.79	0
	39.78	-888.38	48.042	-42679.55	0
F	39.78	-1938.29	12.32	0	-23879.73
G	39.78	-1534.48	7.85	0	-12045.67

H	39.78	-1211.43	98.60	0	-119446.99
I	39.78	-807.62	149.08	0	-120399.99

Tableau V.10 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -440840.38N = -440.84038 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -275772.38N = -275.77KN$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1.53	722.48	48.042	34709.38	0
	4.59	722.48	48.042	34709.38	0
	7.65	722.48	48.042	34709.38	0
	10.71	722.48	48.042	34709.38	0
	13.77	722.48	48.042	34709.38	0
	16.83	740.54	48.042	35577.02	0
	19.89	797.50	48.042	38313.50	0
	22.95	847.06	48.042	40694.46	0
	26.01	891.52	48.042	42830.40	0
	29.07	932.73	48.042	44810.21	0
	32.13	969.32	48.042	46568.07	0
	35.19	1003.59	48.042	48214.47	0
39.78	1049.90	48.042	50439.30	0	
E	1.53	111.15	48.042	5339.87	0
	4.59	111.15	48.042	5339.87	0
	7.65	111.15	48.042	5339.87	0
	10.71	111.15	48.042	5339.87	0
	13.77	111.15	48.042	5339.87	0
	16.83	113.93	48.042	5473.43	0
	19.89	122.69	48.042	5894.27	0
	22.95	130.32	48.042	6260.83	0
26.01	137.16	48.042	6589.44	0	

	29.07	143.50	48.042	6894.03	0
	32.13	149.13	48.042	7164.50	0
	35.19	154.40	48.042	7417.68	0
	39.78	161.52	48.042	7759.74	0
F	39.78	-888.38	12.32	0	-10944.84
G	39.78	-484.57	7.85	0	-3803.87
H	39.78	-161.52	98.60	0	-15925.87
I	39.78	565.33	149.08	0	84279.40

Tableau V.11 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 601147.6N = \mathbf{601.147\ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 53604.82N = \mathbf{53.604KN}$$

2^{eme} SENS

Niveau	Z _j (m)	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{dyn} (N/M ²)
RDC	1.53	1	0.665	1	1.560	585
1	4.59	1	0.665	1	1.560	585
2	7.65	1	0.665	1	1.560	585
3	10.71	1	0.665	1	1.560	585
4	13.77	1	0.665	1	1.560	585
5	16.83	1	0.678	1	1.599	599.625
6	19.89	1	0.718	1	1.722	645.75
7	22.95	1	0.752	1	1.829	685.875
8	26.01	1	0.782	1	1.925	721.875
9	29.07	1	0.809	1	2.014	755.25
10	32.13	1	0.833	1	2.093	784.875
11	35.19	1	0.855	1	2.167	812.625
12	39.78	1	0.884	1	2.267	850.125

Tableau V.12 : pression dynamique q_{dyn} sens

V.2.7 : détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}.

a. Parois verticales :

$e = \min [b , 2h] = \min [17.75 , 2 \times 39.78] \longrightarrow e = 17.75 \text{ m}$

$e = 17.75 > d = 16.51 \text{ m} \longrightarrow A', B'.$

AA'		BB'		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}						
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau V.13: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

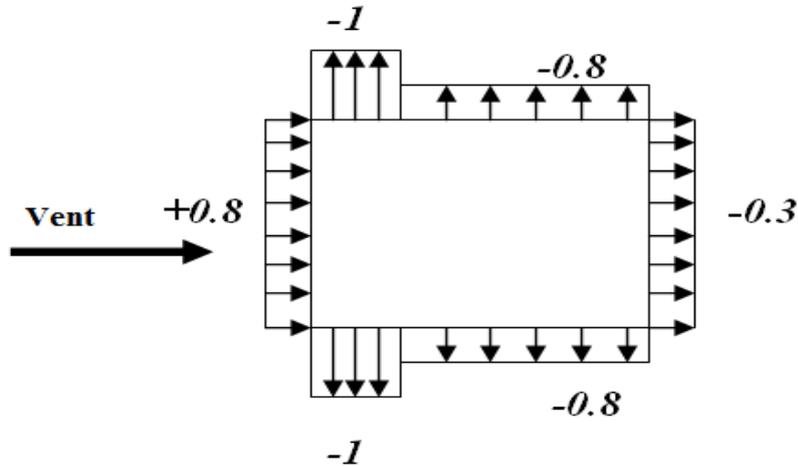


Figure V.5 : Valeur C_p sur les parois verticales

b. Toitures :

$C_{pe} = f(hp/h)$ (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

$hp/h = 0.60/39.78 = 0.015$

C _{pe}	F	G	H	I
hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Tableau V.14 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

V.2 .8 : Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}): (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Interieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = 0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

V.2 .9 : Evaluation de la pression due vent (q) :1. **Parois vertical** : $C_{pi}=0.8$

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	0.8	585	-1000.35
	4.59				585	-1000.35
	7.65				585	-1000.35
	10.71				585	-1000.35
	13.77				585	-1000.35
	16.83				599.625	-1025.36
	19.89				645.75	-1104.23
	22.95				685.875	-1172.85
	26.01				721.875	-1234.41
	29.07				755.25	-1291.48
	32.13				784.875	-1342.14
	35.19				812.625	-1389.59
	39.78				850.125	-1453.71
B	1.53	0.95	-0.8	0.8	585	-889.2
	4.59				585	-889.2
	7.65				585	-889.2
	10.71				585	-889.2
	13.77				585	-889.2
	16.83				599.625	-911.43
	19.89				645.75	-981.54
	22.95				685.875	-1042.53
	26.01				721.875	-1097.25
29.07	755.25	-1147.98				

	32.13			784.875	-1193.01
	35.19			812.625	-1235.19
	39.78			850.125	-1292.19
D	1.53		0.8	585	0
	4.59			585	0
	7.65			585	0
	10.71			585	0
	13.77			585	0
	16.83			599.625	0
	19.89			645.75	0
	22.95			685.875	0
	26.01			721.875	0
	29.07			755.25	0
	32.13			784.875	0
	35.19			812.625	0
	39.78			850.125	0
E	1.53		-0.3	585	-611.325
	4.59			585	-611.325
	7.65			585	-611.325
	10.71			585	-611.325
	13.77			585	-611.325
	16.83			599.625	-626.61
	19.89			645.75	-674.81
	22.95			685.875	-716.74
	26.01			721.875	-754.36
	29.07			755.25	-789.24
	32.13			784.875	-820.19
	35.19			812.625	-849.19
	39.78			850.125	-888.38

Tableau V.15 : la pression due au vent (q) du paroi vertical Cpi=0.8

2. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
F	39.78	0.95	-1.6	0.8	850.125	-1938.29
G			-1.1			-1534.48
H			-0.7			-1211.43
I			± 0.2			-807.62
						-484.57

Tableau V.16 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=0.8**3. Parois vertical :**

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	-0.5	585	-277.88
	4.59				585	-277.88
	7.65				585	-277.88
	10.71				585	-277.88
	13.77				585	-277.88
	16.83				599.625	-284.82
	19.89				645.75	-306.73
	22.95				685.875	-325.80
	26.01				721.875	342.90
	29.07				755.25	-358.74
	32.13				784.875	-372.82
	35.19				812.625	-385.99
	39.78				850.125	-403.81
	1.53			585	-166.73	
	4.59			585	-166.73	
	7.65			585	-166.73	
	10.71			585	-166.73	

B	13.77		-0.8		585	-166.73	
	16.83				599.625	-170.89	
	19.89				645.75	-184.04	
	22.95				685.875	-195.47	
	26.01				721.875	-205.73	
	29.07				755.25	-215.25	
	32.13				784.875	-223.69	
	35.19				812.625	-231.60	
	39.78				850.125	-242.29	
D	1.53		0.8			585	722.48
	4.59					585	722.48
	7.65					585	722.48
	10.71					585	722.48
	13.77					585	722.48
	16.83					599.625	740.54
	19.89					645.75	797.50
	22.95					685.875	847.06
	26.01					721.875	891.52
E	29.07	-0.3		755.25	932.73		
	32.13			784.875	969.32		
	35.19			812.625	1003.59		
	39.78			850.125	1049.90		
	1.53			585	111.15		
	4.59			585	111.15		
	7.65			585	111.15		
	10.71			585	111.15		
	13.77			585	111.15		
16.83	599.625	113.93					
19.89	645.75	122.69					
22.95	685.875	130.32					
26.01	721.875	137.16					

	29.07				755.25	143.50
	32.13				784.875	149.13
	35.19				812.625	154.40
	39.78				850.125	161.52

Tableau V.17 : la pression due au vent (q)du paroi vertical Cpi=-0.5

4. Toiture :

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
F	39.78	0.95	-1.6	-0.5	850.125	-888.38
G			-1.1			-484.57
H			-0.7			-161.52
I			±0.2			565.33
						242.29

Tableau V.18 : la pression due au vent (q) de la toiture Cpi=-0.5

V.2 .10 : Calcul Force de frottement : (chap 02 - § .1.4. RNV99)

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

· Les constructions pour les quelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- $d/b = 16.50/18.00 = 0.92 < 3$condition non vérifié
- $d/h = 16.50/39.78 = 0.41 < 3$condition non vérifié

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale Fw, qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement Fu.

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1.53	0	51.26	0	0
	4.59	0	51.26	0	0
	7.65	0	51.26	0	0
	10.71	0	51.26	0	0
	13.77	0	51.26	0	0
	16.83	0	51.26	0	0
	19.89	0	51.26	0	0
	22.95	0	51.26	0	0
	26.01	0	51.26	0	0
	29.07	0	51.26	0	0
	32.13	0	51.26	0	0
	35.19	0	51.26	0	0
	39.78	0	51.26	0	0
E	1.53	-611.325	51.26	-31336.52	0
	4.59	-611.325	51.26	-31336.52	0
	7.65	-611.325	51.26	-31336.52	0
	10.71	-611.325	51.26	-31336.52	0
	13.77	-611.325	51.26	-31336.52	0
	16.83	-626.61	51.26	-32120.03	0
	19.89	-674.81	51.26	-34590.76	0
	22.95	-716.74	51.26	-36740.09	0
	26.01	-754.36	51.26	-38668.49	0
	29.07	-789.24	51.26	-40456.44	0
	32.13	-820.19	51.26	-42042.94	0
	35.19	-849.19	51.26	-43529.48	0
39.78	-888.38	51.26	-45538.36	0	
F	39.78	-1938.29	14.03	0	-27194.21
G	39.78	-1534.48	8.38	0	-12858.94
H	39.78	-1211.43	112.23	0	-135958.79
I	39.78	-807.62	140.28	0	-113292.93

Tableau V.19 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -470369.19N = -470.36919 KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -289304.87N = -289.30487KN$$

Zone	Z (m)	q (z) (N/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (N/m ²)
D	1.53	722.48	51.26	37034.32	0
	4.59	722.48	51.26	37034.32	0
	7.65	722.48	51.26	37034.32	0
	10.71	722.48	51.26	37034.32	0
	13.77	722.48	51.26	37034.32	0
	16.83	740.54	51.26	37960.08	0
	19.89	797.50	51.26	40879.85	0
	22.95	847.06	51.26	43420.30	0
	26.01	891.52	51.26	45699.32	0
	29.07	932.73	51.26	47811.74	0
	32.13	969.32	51.26	49687.34	0
	35.19	1003.59	51.26	51444.02	0
	39.78	1049.90	51.26	53817.87	0
E	1.53	111.15	51.26	5697.55	0
	4.59	111.15	51.26	5697.55	0
	7.65	111.15	51.26	5697.55	0
	10.71	111.15	51.26	5697.55	0
	13.77	111.15	51.26	5697.55	0
	16.83	113.93	51.26	5840.05	0
	19.89	122.69	51.26	6289.09	0
	22.95	130.32	51.26	6680.20	0
	26.01	137.16	51.26	7030.82	0
	29.07	143.50	51.26	7355.81	0
	32.13	149.13	51.26	7644.40	0
	35.19	154.40	51.26	7914.54	0
	39.78	161.52	51.26	8279.52	0

F	39.78	-888.38	14.03	0	-12463.97
G	39.78	-484.57	8.38	0	-4060.70
H	39.78	-161.52	112.23	0	-18127.39
I	39.78	565.33	140.28	0	79304.49

Tableau V.20 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 641414.3N = \mathbf{614.4143KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 44652.43N = \mathbf{44.65243KN}$$

V.3 : Vérification de la stabilité :

Effort	vent	séisme
$V_x(T)$	60.11	216.80
$V_y(T)$	61.44	205.50

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

V.4 : Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE 06 : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 : Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2 : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les Plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.5	400

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

VI.2.1 : Combinaisons des charges:

VI.2.1.1 : Les combinaisons d'action:

a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'E.L.U

- $G + Q$ à l'E.L.S

b) Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

- $G + Q \pm E$ (1)

- $0.8 G \pm E$ (2)

➤ **les poteaux :**

- à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

- à l'ELS : $G + Q$

- accidentelle $0.8 G \pm E$ (RPA99)

➤ **les poutres :**

- à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

- à l'ELS : $G + Q$

- accidentelle $G + Q \pm E$ (RPA99)

$$0.8 G \pm E$$

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99)

- $0.8 G \pm E$

VI.2.2 : 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 minimal en zone sismique **IIa** sera de :

$$- A_s \geq 0.8\% b.h \text{ en zone II.}$$

- Leur pourcentage maximal :

$$- 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$- 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de:

$$- 40 \phi \text{ en zone II.}$$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$- 25 \text{ cm en zone II.}$$

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smax} RPA (cm ²) Zone courante	A _{smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC ÷ 12 ^{étage}	55×55	24.2	121	182

Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

VI.2.3 : Calcul de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux de section :(55×55) cm²**

C=3cm, d=h -c=55-3=52cm, Acier FeE=400MPa, f_c28=25MPa

ELU		G + Q +E		0.8G + E		ELS	
N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	M _{max} (KN)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)
2195	1.8	104.7	1247	-844.2	66.3	1595.1	1.3

Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

- **1^{ère} Cas : E.L.U :**

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{1.8}{2195} = 0.0008200$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0008200 + 0.02 = 0.02082\text{m}$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max\left(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) .$$

- l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3.89 < \max(15; 3.93).$$

- **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) \quad \Phi : \text{généralement on prend } \Phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 13.46 \quad \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times (l_f)^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \Phi) \rightarrow e_2 = 0.00909\text{m.}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

on supposera $\alpha = 0.5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0.02082 + 0.00909 = 0.02991\text{m.}$$

$$M_{\text{correg } \epsilon} = N \times e = 2195 \times 0.02991 = \mathbf{65.65\text{KN.m}}$$

- **Les efforts corrigés :**

$$N_{\max} = 2195 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 65.65 \text{ (KN.m)}$$

$$a) = (0.5 h - c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.5 \times 0.55 - 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = \mathbf{1.0524 \text{ (MN.m)}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 65.65 + 2195 \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) = \mathbf{603.425 \text{ (KN.m)}}$$

$$b) = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$= 2195 (0.52 - 0.03) - 603.425 = \mathbf{0.4721 \text{ (MN.m)}}$$

Alors : $a > b \longrightarrow$ **la section est entièrement comprimée.**

- **Détermination des armatures à la flexion composée :**

$$= \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; \quad A_1 = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{2195000 (52-3) - 100 \times 603425}{100 \times 14.2 \times 55 \times 55^2}}{0.8571 - \frac{3}{55}} = \mathbf{0.694}$$

$$A = \frac{2195000 - 100 \times 0.694 \times 14.2 \times 55 \times 55}{100 \times 348} = \mathbf{-22.59 \text{ cm}^2}$$

$A_2 = 0 \longrightarrow$ donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions

2^{ème} Cas G+Q+E:

- ❖ **Les efforts corrigés:**

$$N_{\text{MAX}} = 1247 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 104.7 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{104.7}{1247} = 0.083$$

$$e_{\text{tot}} = 0.111$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 1247 \times 0.111 = \mathbf{138.417 \text{ (KN.m)}}$$

$$a) = 1.37108 \text{ (MN.m)}$$

$$b) = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 138.417 + 1247 \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) = \mathbf{443.932 \text{ (KN.m)}}$$

$$b) = 1247 (0.52 - 0.03) - 443.932 = \mathbf{0.167098 \text{ (MN.m)}}$$

Alors : $a > b \longrightarrow$ **la section est entièrement comprimée**

• **Détermination des armatures à la flexion composée :**

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{1247000(52-3) - 100 \times 443932}{100 \times 18.5 \times 55 \times 55^2}}{0.8571 - \frac{3}{55}} = 0.513$$

$$A = \frac{1247000 - 100 \times 0.513 \times 18.5 \times 55 \times 55}{100 \times 400} = -40.59 \text{ cm}^2$$

$A_2 = 0 \longrightarrow$ donc donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

❖ **Les efforts corrigés :**

$$N_{\max} = -844.2 \text{ (KN)} ; M_{\text{corr}} = 66.3 \text{ (KN.m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{66.3}{844.2} = 0.07854$$

$$e_{\text{tot}} = 0.10763$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 844.2 \times 0.10763 = 90.86 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{a) } = 1.37108 \text{ (MN.m)}$$

$$\text{b) } = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 90.86 + 844.2 \left(0.52 - \frac{0.55}{2}\right) = 297.689 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{b) } = 844.2 (0.52 - 0.03) - 297.689 = 0.115969 \text{ (MN.m)}$$

Alors : $a > b \longrightarrow$ la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N \times a}{\sigma_s \times (d - c) \times 100} ; A_2 = \frac{N}{\sigma_s \times 100} - A_1$$

$$A_1 = \frac{844200 \times 16.65}{400 \times (52 - 3) \times 100} = 12.12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{844200}{400 \times 100} - 12.12 = 8.99 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.1: Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2.1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h.b) = 0.008(55 \times 55) = 24.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone IIa}$$

- **zone courante :**

$$A_{\max} = (4 \times b \times h) / 100 = 121 \text{ cm}^2$$

- **zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 182 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.45 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20 = 25.13 cm²**

❖ **Tableau récapitulatif des résultats**

Les Cas	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{adopté}
G+Q+E	0	24.2	3.45	8HA20=25.13cm ²
ELU	0			
0.8G+E	21.11			

VI.2.3.2 : Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{\text{corr}} = 1.3 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 1595.1 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.3}{1595.1} = 0.00081499 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.00081499 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.091 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 55 \times 55 + 15(25.13) = \mathbf{3401.95 \text{ cm}^2}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{3401.95} \left[\frac{55 \times 55^2}{2} + 15(12.57 \times 3 + 12.57 \times 52) \right] = \mathbf{27.5 \text{ cm}}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.5 = \mathbf{27.5 \text{ cm}}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (27.5^2 + 27.5^2) + 15 \times [12.57(27.5 - 3)^2 + 12.57(27.5 - 3)^2] = 254083.44 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 1.3 \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma_0 = \frac{1595100}{100 \times 3401.95} = 4.96 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1300}{254083.44} = 0.00512$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.96 + 0.00512 \times 27.5 = 5.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.10 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.96 + 0.00512(27.5 - 3)] = 76.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.96 - 0.00512(52 - 27.5)] = 72.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 76.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 72.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

VI.2.3.3 : Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max :

$$V_{\max} = 77.3 \text{ KN}$$

VI.2.3.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{77.3 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.270 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.270 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Conditions vérifiées.

VI.2.3.5 : Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \lambda_g = (3.89) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm})$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_1$ (**ART 7.4.2.2 RPA**)

ϕ_t : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 77300 \times 0.10}{55 \times 400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 77300 \times 0.15}{55 \times 400} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.13 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{T}10 / A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.6 : Vérification des armatures minimales:

- **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (**Zone II**).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 55 = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 55 = 4.125 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **BAEL91 : (art A.8.1.3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(37.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

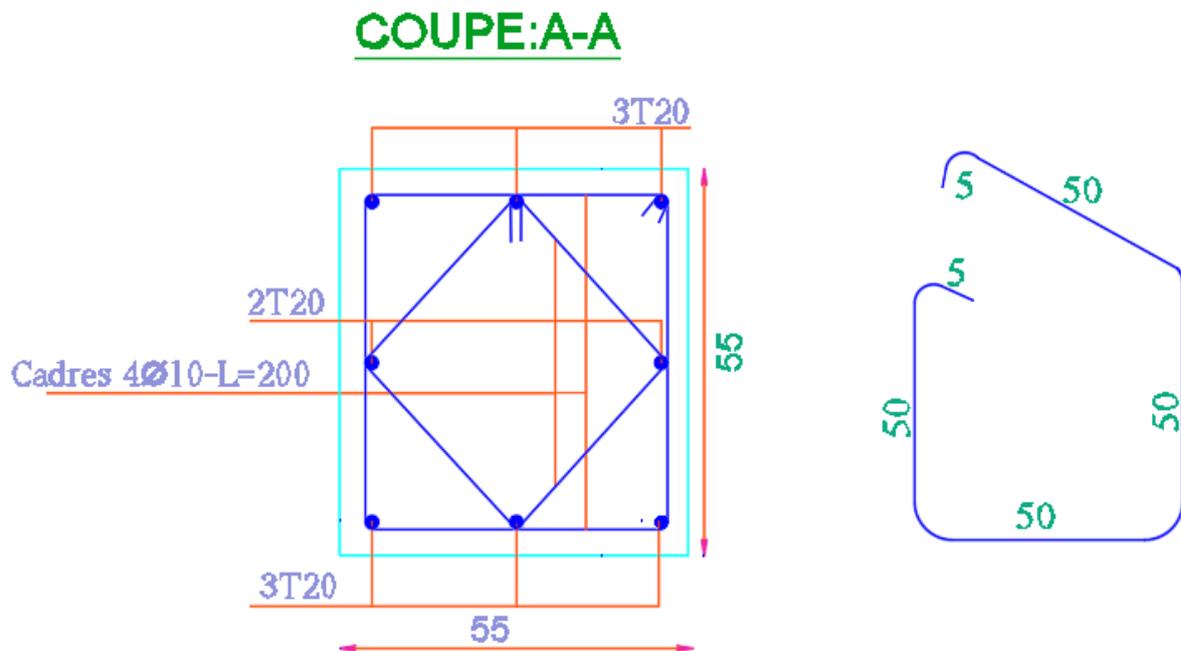
VI.2.4 : Ferrailage du poteau :

Figure VI.1 : coupe de ferrailage du poteau 55x55

VI.3 : Ferrailage des poutres

VI.3.1. Définition:

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.3.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

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 recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

· La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.

· Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

VI.3.3. Les poutre principales

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	19.6	33.5	14.2	24.3	106.7	119.1

Tableau VI.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.3.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- EUL :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 35 \text{ cm} \quad , \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**

✓ 4% en zone courante

✓ 6% en zone de recouvrement

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.1592 \text{ cm}^2$$

VI.3.3.2. Calcul des armatures

1. Combinaisons: 1.35G+1.5Q

En travée

- **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
RDC-12étage	19600	0.045	0.392	0.058	0.98	1.80

- **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 12 etage	0.058	19600	14200	1.380	0.44	vérifier

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 12 etage	1.80	1.05	1.1592	5.25	5.25	3T12=3.39m ²

2. **La combinaison : G+Q+EX :**

En Appuis :

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 12 etage	106700	0.188	0.392	0.263	0.89	9.37 cm ²

• **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 12 étage	0.263	19600	14200	1.380	0.44	Vérifier

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 12 etage	9.37	1.05	1.1592	5.25	9.37	5HA16=10.05 cm ²

VI.3.3.4: Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

- **En travée**

$$M_{t \text{ ser}} = 14.2 \text{KN.m} \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
3.395	217.28	11.73	0.367	0.88	25.87	74.27	2.863

$$\sigma_s = 74.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = 2.863 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **en appuis :** $M_{a \text{ ser}} = 24.3 \text{KN.m} ; A_s = 10.65 \text{ cm}^2$

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
5.325	319.5	13.33	0.417	0.86	20.97	82.91	4.411

- 1) $\sigma_s = 82.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
- 2) $\sigma_b = 4.411 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

VI.3.3.5 : Ferrailage des armatures transversales :

VI.3.3.5.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = 26.20 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{26200}{300 \times 320} = 0.27 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.27 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

VI.3.3.5.2 : Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); \rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$$St \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}; \text{ en prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min(28.8\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.3.5.3 : Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.3.3.5.4 : Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.79 \text{ cm (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}10 \longrightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

VI.3.4 : Les poutres secondaires (30×30):

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	19.6	41.7	14.2	30.1	103.7	90

Tableau VI.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL 91 (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 30 \times 30 = 1 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 (art 7.5.2.1)

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

VI.3.4.1: Étapes de calcul des armatures longitudinales :

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 30 \text{ cm} , \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

VI.3.4.2: Calcul des armatures

1. Combinaisons:1.35G+1.5Q

En travée

- **E.U.L:**

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC-12étage	19600	0.063	0.392	0.081	0.97	2.15

- **E.L.S:**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 etage	0.081	19600	14200	1.380	0.44	vérifier

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{\max}^{RPA} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 12 etage	2.15	1	1.08	4.5	4.5	3.39=3T12

2. La combinaison : G+Q+EX :**En Appuis :**

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 10 étage	90000	0.224	0.392	0.321	0.87	9.57 cm²

• **E.L.S :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 10 étage	0.321	19600	14200	1.380	0.44	Vérifier

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 10 étage	9.57	1	1.08	4.5	9.57	5HA16=10.05cm²

VI.3.4.3: Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y₁) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

• **En travée**

$$M_{t_{ser}} = 14.2 \text{KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
2.26	135.6	9.60	0.355	0.881	27.25	132.07	4.15

$$\sigma_s = 132.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 4.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **en appuis :**

$$M_{a \text{ ser}} = 30.1 \text{ KN.m} \quad A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
5.325	287.55	12.45	0.461	0.85	17.54	123.15	7.02

$$2) \quad \sigma_s = 123.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \quad \sigma_b = 7.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.4:Ferrailage des armatures transversales :**VI.3.4.4.1:Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 26.20 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{26200}{300 \times 270} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.32 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

VI.3.4.4.2:Disposition constructive :

St : l'espace des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); \rightarrow S_t = 7.5 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm} ; \text{ en prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0.9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (24.3\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.4.4.3:Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.3.4.4.4:Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}$ (en zone nodal).

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

Soit : 2HA10 $\rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Soit : (cadre de HA10 et étrier de HA 10).

VI.3.5 : Ferrailage des poutres :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×35)	Travée	3HA12	3.39 cm ²
	Appui	5HA16	10.05 cm ²
P.S (30×30)	Travée	3HA12	3.39 cm ²
	Appui	5HA16	10.05 cm ²

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres

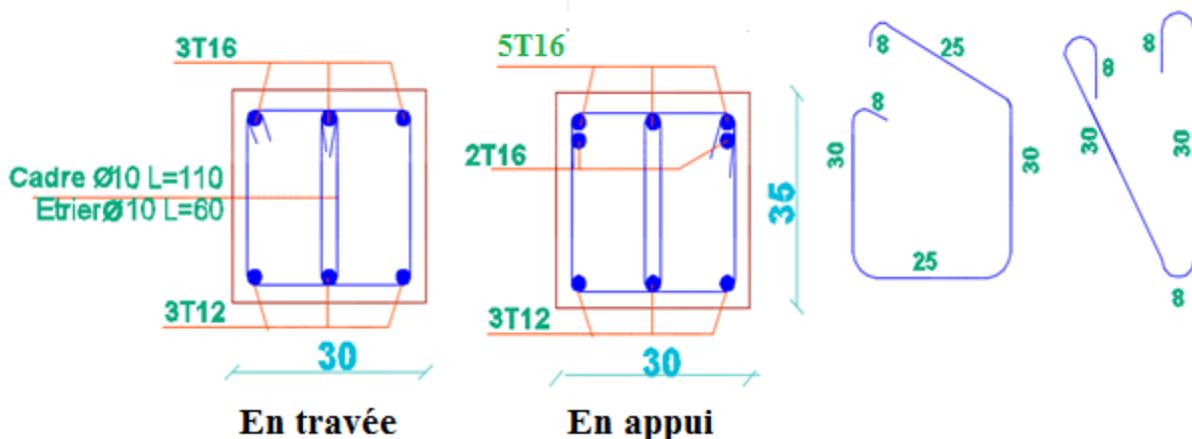


Figure VI.2 : ferrailage de poutre principale

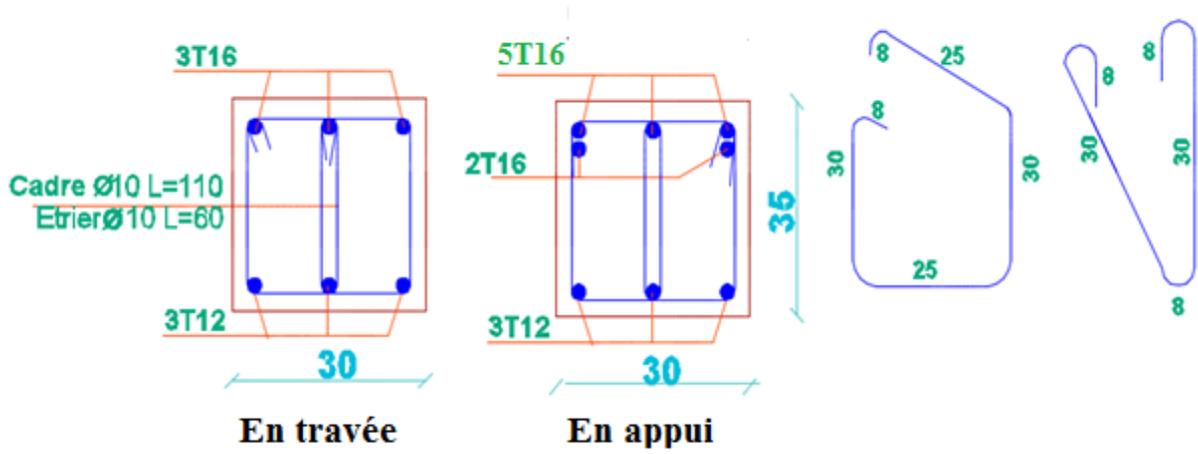


Figure VI.3 : ferrailage de poutre secondaire

VI.4 : Ferrailage des voiles :

VI.4.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.4.2:Types d'armatures :

VI.4.2.1:Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- 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 la section horizontale du béton tendu.
- 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 la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.4.2.2 : Aciers horizontaux : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.4.2.3 : Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$S_t \leq \text{Min}(30 \text{ cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.3 : Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4)épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.4.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0.8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

VI.4.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0.8N_G + N_E (N_E = 0 \text{ cas des voiles planes.})$$

$$M = 0.8M_G + M_E$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_G + N_Q + N_E$$

$$M_{\text{max}} = K_G + M_Q + M_E.$$

VI.4.5 : Calcul de la section des armatures :

VI.4.5 .1 : Armatures verticales :

$$h = 2.7 \text{ m} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.15 - 0.03 = 2.12 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

ELU		G + Q +E		0.8G + E	
N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	M _{max} (KN)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)
1365.3	41.7	1021.8	2229.4	-534.3	972.3

Tableau VI.7 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

• **1^{er} cas E.L.U :**

L'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

$$e_a = \max (2\text{cm}, 3.06/250) \rightarrow e_a = \mathbf{0.02m}$$

$$e_1 = \mathbf{0.0505}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} .(2 + \alpha.\Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14$$

$$\lambda = 3.48$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.85$$

$$e_2 = \mathbf{0.00129 \text{ cm}}$$

$$e = e_1 + e_2 = \mathbf{0.05179 \text{ cm}}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$M_{\text{corrigé}} = 1365.3 \times 0.05179 = \mathbf{70.71 \text{ KN.m}}$$

$$A = (0.5 h - c') \times b \times h \times \sigma_b = (0.5 \times 2.15 - 0.03) \times 0.15 \times 2.15 \times 14.2$$

$$A = 4.7855 \text{ MN.m} = \mathbf{4785.5 \text{ KN.m}}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

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

$$M_{ua} = 70.71 + 1365.3 \times \left(2.13 - \frac{2.15}{2}\right) = \mathbf{1511.10 \text{ KN.m}}$$

$$B = \mathbf{1356.03 \text{ KN.m}}$$

$A > B$; Donc la **section est entièrement comprimée.**

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{1365300 (212 - 3) - 100 \times 1511100}{100 \times 14.2 \times 15 \times 215^2}}{0.8571 - \frac{3}{215}} = \mathbf{0.585}$$

$$\bullet A = \frac{1365300 - 100 \times 0.585 \times 14.2 \times 15 \times 215}{100 \times 348} = \mathbf{-37.75 \text{ cm}^2}$$

- $A_2=0$; donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

2^{ème} Cas G+Q+E:

❖ Les efforts corrigés:

$$M_{MAX} = 961.3(\text{KN}) \quad ; \quad N_{corr} = 234.6 (\text{KN.m})$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1021.8}{2229.4} = 0.4583 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 0.47959$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 2229.4 \times 0.47959 = \mathbf{1069.19} (\text{KN.m})$$

$$a) = \mathbf{6.234} (\text{MN.m})$$

$$b) = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 1069.19 + 2229.4 \left(2.12 - \frac{2.15}{2} \right) = \mathbf{3398.92} (\text{KN.m})$$

$$b) = 2229.4 (2.12 - 0.03) - 3398.92 = 1.261 (\text{MN.m})$$

Alors : $a > b \rightarrow$ **la section est entièrement comprimée**

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} \quad ; \quad A = \frac{N - 100 \times \Psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{2229400 (212 - 3) - 100 \times 3398920}{100 \times 18.5 \times 15 \times 215^2}}{0.8571 - \frac{3}{215}} = \mathbf{0.540}$$

$$\bullet \quad A = \frac{2229400 - 100 \times 0.540 \times 18.5 \times 15 \times 215}{100 \times 400} = \mathbf{-24.81 \text{ cm}^2}$$

- $A_2=0$; donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures des compressions.

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

❖ Les efforts corrigés :

$$N_{MAX} = 534.3(\text{KN}) \quad ; \quad M_{corr} = 972.3(\text{KN.m})$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{972.3}{534.3} = 1.8197 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 1.84099 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 534.3 \times 1.84099 = \mathbf{983.64 \text{ (KN.m)}}$$

$$a) = \mathbf{6.234 \text{ (MN.m)}}$$

$$b) = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corr}} - N \times (d - h/2) = 983.64 - 534.3 \left(2.12 - \frac{2.15}{2} \right) = \mathbf{425.30 \text{ (KN.m)}}$$

$$b) = 534.3 (2.12 - 0.03) - 425.30 = \mathbf{0.691 \text{ (MN.m)}}$$

Alors : $a > b \rightarrow$ **la section est partiellement tendue.**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{425300}{400 \times 15 \times 212^2} = 0.00158 < \mu_1 = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.00197$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.99$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{425.30 \times 10^3}{400 \times 0.99 \times 212} = \mathbf{5.065 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_f + \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 5.065 + \frac{534300}{100 \times 400} = \mathbf{18.42 \text{ cm}^2}$$

Les résultats des autres cas dans les tableaux suivants :

Tableau récapitulatif d'excentricité :

Les cas	e0	Ea	e1 (m)	e2	e	N(Kn)	M _{corregé} (KN.m)
ELU	0.0305	0.02	0.0505	0.00129	0.05179	1365.3	70.71
G+Q+E	0.4583	0.02	0.4783	0.00129	0.47959	2229.4	1069.19
0.8G+E	1.8197	0.02	1.8397	0.00129	1.84099	534.30	983.64

Tableau récapitulatif :

Les cas	A (KN.m)	M _{ua} (KN. m)	B (KN.m)	μ/Ψ	α	β	A _f (cm ²)	A (cm ²)
ELU	4785.5	1511.10	1365.03	0.585	/	/	0	0
G+Q+E	6234	3398.92	1260.526	0.540	/	/	0	0
0.8G+E	6234	425.30	691.387	0.00158	0.00197	0.99	5.065	18.42

VI.4.5.2 : Armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{534.3 \times 10^3}{150 \times 2150} + \frac{6 \times 972.3 \times 10^6}{150 \times 2150^2} = 10.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{534.3 \times 10^3}{150 \times 2150} - \frac{6 \times 972.3 \times 10^6}{150 \times 2150^2} = -6.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.15 \times \frac{|-6.76|}{|10.07| + |-6.76|} = 0.402 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2L_t = 2.15 - 2 \times 0.402 = 1.35 \text{ m}$$

Alors : $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 1.206 \text{ cm}^2$

VI.4.5.3 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 215 = 4.84 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

* **En la zone tendue** : $A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend $A = A_{\text{cal}} = 18.42 \text{ cm}^2$

* **En zone courante** :

$$h' = h - 2l_t < 0 \Rightarrow h' = 215 - 2(40.2) = 135 \text{ cm}$$

$$A_c = A_{\min 2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 15 \times 135 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = (2 \times 18.42) + 2.025 = 38.86 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 4.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$A_{\text{tendue}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_c \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{tot}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^g \text{ (cm}^2\text{)}$	condition	A_{adopt}
18.42	2.025	38.86	4.84	Vérifier	12HA14=18.47cm ²

VI.4.5.4 : L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (15 \times 1.5 ; 30 \text{ cm}) = \min (22.5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : **S=20cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : **D=10 cm**

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport RPA99.

VI.4.5.5 : Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 18.47 \text{ cm}^2 \longrightarrow 12\text{HA}14$$

- En zone courante :

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{HA}6$$

VI.4.6 : 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)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

T=316 KN

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.316}{0.15 \times 0.9 \times 2.13} = 1.54 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.7 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.4.7.1 : Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : : $A_c = 8\text{Ø}6 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.4.7.2 : Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.4.7.3 : Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

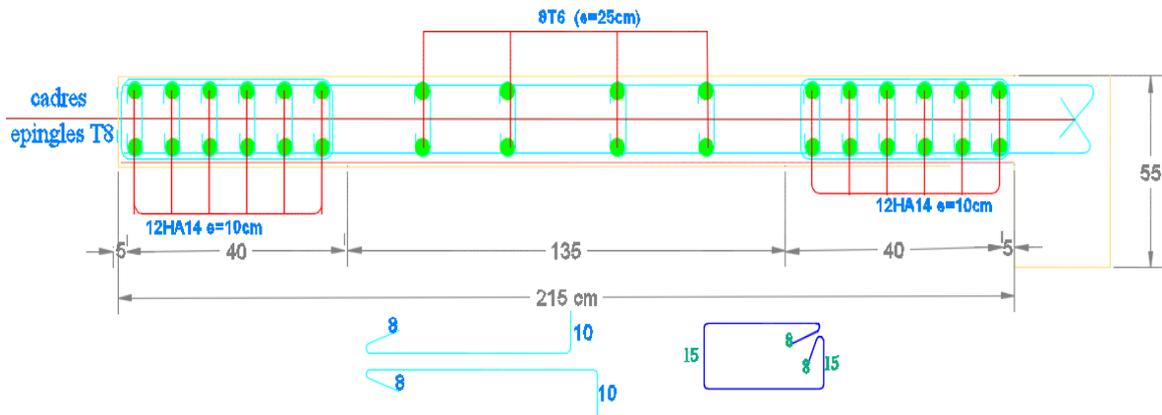
-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{234.6 \times 10^3}{150 \times 2150} + \frac{6 \times 961.3 \times 10^6}{150 \times (2150)^2} = 9.045 \text{ MPa} < 18.5 \text{ MPa}$$

VI.4.8 : Ferrailage des voiles :

[Haut][Filaire 2D]

COUPE:A-A voile 2.15 m**Figure VI.4 : coupe de ferrailage du voile**

Chapitre VII :



Etude de l'infrastructure

CHAPITRE 07 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII .1 : Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII .2 : Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur). Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ).

On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³.

VII .3 : Le choix de type de fondation:

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3.1 : Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.3.2 : Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VII.3.3: Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.4 : Calcul des fondations :

VII.4 .1 : Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=1.2$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S4 (**sol très meuble**)

-ancrage des fondations : $D = 1.5$ m

- ❖ Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$).

VII.4 .2 : Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.2\text{bars} = 12\text{T}/\text{m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 4134.13T$$

$$S_{semelle} = 344.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_{bâtiment} = 293.05 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{344.51}{293.05} = 1.1756 \rightarrow 117.56 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.5 : Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

La dalle : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec $L_{max} = 3.80 \text{ m}$.

Donc : $h \geq 19 \text{ cm}$

La nervure : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

Avec $L_{max} = 3.80 \text{ m}$.

Donc : $b \geq 38 \text{ cm}$

b. condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

c. Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

$$I : \text{inertie d'une bande d'1 m de radier. } I = \frac{bh^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=4000 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 3.8 \text{ m; } E = 3216420 \text{ t/m}^2; K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 3.8^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.5040 \text{ m}$$

- La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (50.40 \text{ cm} , 19 \text{ cm} , 38 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- **On prend : $h = 80 \text{ cm}$.**

VII.5.2 : Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

$$\underline{\text{ELU}}: N_u = 5675.95 \text{ T}$$

$$\underline{\text{ELS}}: N_s = 4134.13 \text{ T.}$$

$$\text{Elu : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\delta_{\text{sol}}} = 378.39$$

$$\text{Els} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\delta_{\text{sol}}} = 344.51 \text{ m}$$

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment

On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (16.51 m)

L_y: largeur en plan (17.75m)

VII.5.3 : Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

D = 0.8 m ; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 293.05 + 0.8 \times 2(16.51 + 17.75) = \mathbf{348 \text{ m}^2}$$

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80 \text{ cm}$$

VII.5.4 : Vérifications diverses :

VII.5.4 .1 : Vérification au poinçonnement :

a-vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau(C8) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **219.50 T**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.55+0.55+2 \times 0.8) = 5.4 \text{ m.}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \implies 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times 2500 / (1.5) = 324 \text{ T}$$

$$N_u = 219.50 \text{ T} \leq 318.00 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

b-vérification pour les voiles :(panneau N° 4821) :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 141.51 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(2.15+0.15+2 \times 0.8) = 7.8 \text{ m.}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 468 \text{ T}$$

$$N_u = 141.51 \text{ T} \leq 468 \text{ T} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

VII.5.4 .2 : Vérification de la stabilité du radier:

❖ Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ: poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 3.978 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 348 \text{ m}^2$).

$$N_G = 3628.17 \text{ T}$$

$$N_{\text{radier}} = 348 \times 0.8 \times 25 = 6960 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 3628.17 + 6960 = 4324.17 \text{ T}$$

- $W = N_T = 4324.17 \text{ T}$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1978.06$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S \longrightarrow 4324.17 \geq 1978.06$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VII.5.5 : Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.3 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.05 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7951.97 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 6839.48 \text{ m}^4$$

VII.5.6 : Vérification de stabilité :

VII.5.6.1 : Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

VII.5.6.2 : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$L = L_x ; L_y$

Sens longitudinal :

$\Sigma N_{total} = 2801.33 \text{ T}$

$\Sigma M_x = 3561.1362 \text{ T}$

$\Sigma M_y = 3565.8486 \text{ T}$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	2801.33	2801.33
M (T.m)	3561.1362	3565.8486
e (m)	1.27	1.27
L / 4 (m)	4.125	4.5
Condition	Condition vérifié	Condition vérifié

Tableau VII.1 : La stabilité du radier sous (0.8G± E)

VII.5.6.3 : Vérification des contraintes des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1.5 \quad ; \quad \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G$$

$N = 4134.13 \text{ T.m} \quad ; \quad S_{radier} = 348 \text{ m}^2$

Sens- X			Sens-Y		
M_{x-x} (T.m)	I_{x-x} (m⁴)	X_G (m)	M_{y-y} (T.m)	I_{y-y} (m⁴)	Y_G (m)
3561.1362	7951.97	8.3	3565.8486	6839.48	9.05

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1.5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	15.60	7.83	13.66	18	Condition vérifié
Sens (Y-Y)	16.70	7.16	14.32	18	Condition vérifié

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes des fondations

VII.6 : Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VII.6.1 : Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.6.2 : Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = \frac{(1.35G + 1.5Q)}{S_{rad}} \rightarrow q_u = \frac{5675.95}{348}$	$q_{ser} = \frac{(G + Q)}{S_{rad}} \rightarrow q_{ser} = \frac{4134.13}{348}$
$q_u = 16.31 \text{ T/m}$	$q_s = 11.88 \text{ T/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du 3.80×3.30 (intermédiaire).

a) **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 16.31$ T/m

$\alpha = 3.30/3.8 = 0.87 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0488$$

$$\mu_y = 0.721$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0488 \times 16.31 \times 3.80^2 = 11.49 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.721 \times 11.49 = 8.284 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 11.49 = 8.617 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 8.284 = 6.213 \text{ T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 11.49 = 5.745 \text{ T.m/ml.}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x (T.m/ml)	M_{tx} (T.m/ml)	M_{ax} (T.m/ml)	μ_y	M_y (T.m/ml)	M_{ty} (T.m/ml)	M_{ay} (T.m/ml)
0.0488	11.49	8.617	5.745	0.721	8.284	6.213	5.745

Tableau VII.3: résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

VII.6 .3 : Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 45 - 5 - 4.5/2 = 37.75 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 33.25 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
M (KN.m)	57.45	86.17	57.45	62.13
μ	0.0283	0.0425	0.0365	0.0395
α	0.036	0.054	0.046	0.046
β	0.99	0.98	0.99	0.98
As (cm²/ml)	4.43	6.69	4.42	4.83
As min (cm²/ml)	4.77	4.77	4.65	4.65
Choix des barres	5HA12	5HA14	5HA12	5HA12
As adp (cm²/ml)	5.65	7.70	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)

L'ELS: $\nu = 0.2$; $q_s = 11.88 \text{ T/m}$

$\alpha = 3.30/3.80 = 0.87 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0559 \quad ; \quad \sigma_b = 18.5$$

$$\mu_y = 0.804 \quad ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 9.589 \text{ T.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 7.709 \text{ T.m/ml}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	Mx (T.m/ml.)	Mtx (T.m/ml.)	Max (T.m/ml.)	μ_y	My (T.m/ml.)	Mty (T.m/ml.)	May (T.m/ml.)
0.0559	9.589	7.192	4.795	0.804	7.709	5.782	4.795

Tableau VII.5: résultats des moments sur appui et en travée(ELS)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
M (KN.m)	47.95	71.92	47.95	57.82
μ	0.0232	0.0352	0.0234	0.0283
α	0.029	0.045	0.029	0.036
β	0.99	0.98	0.99	0.98
As (cm²/ml)	3.64	5.52	3.64	4.44
As.min (cm²/ml)	4.77	4.77	4.65	4.65
Choix des barres	5HA10	5HA12	5HA10	5HA12
As Choix (cm²/ml)	3.93	5.65	3.93	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VII.6 .4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{163 \times 3.80 \times 3.30}{2 \times 3.30 + 3.80} = 196.66 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{196.66 \times 10^3}{1000 \times 377.5} = 0.52 MPa$$

$$\tau = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = \min(2.5; 4 MPa)$$

$$\tau_u = 0.52 MPa < \tau = 2.5 MPa$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII.7 : Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 80 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour un bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	37.75	80	163.1	118.8

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 11.25 \text{ cm}^2$$

• **L'ELU :**

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 52.19 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}	A_{BAEL}
52.19	0.0257	0.0325	0.99	4.01	4.77	11.25

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{scal} , A_{Smin})$.

$$A_s = 11.25 \text{ cm}^2/ml.$$

Donc on choisit $A=12.06= 6HA16 /ml$ avec un espacement 16 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3.14=4HA10$ avec un espacement 12 cm.

• **L'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} \times l^2 / 2 = 38.02 \text{ KN.m}$$

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{smin}	A_{BAEL}
38.02	0.0146	0.0183	0.99	2.54	4.77	11.25

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{scal} , A_{Smin})$

$$A_s = 11.25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit $A=12.06= 6HA16$ /ml avec un espacement 16 cm.

VII.8 : Les sollicitations sur les nervures :

• **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

• **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a 0.87 la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 16.31 \text{ T/m}^2$$

$$q_s = 11.88 \text{ T/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sens (x-x) :

L'ELU :

Travée	3.775m	3.80m	3.80m	3.775m
La charge P (T/m)	30.41	30.41	30.41	30.41

L'ELS:

Travée	3.775m	3.80m	3.80m	3.775m
La charge P (T/m)	22.15	22.15	22.15	22.15

Sens (y-y) :

L'ELU :

Travée	3.30m	3.30m	3.00m	3.30m	3.30m
La charge P (T/m)	26.91	26.91	24.46	26.91	26.91

L'ELS:

Travée	3.30m	3.30m	3.00m	3.30m	3.30m
La charge P (T/m)	19.60	19.60	17.82	19.60	19.60

❖ **Diagrammes des sollicitations :**

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

A L'ELU:

Sens (x-x) :

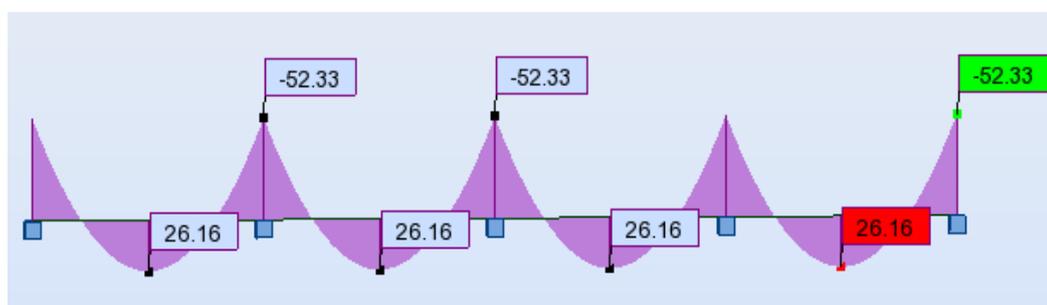


Figure VII. 1 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELU

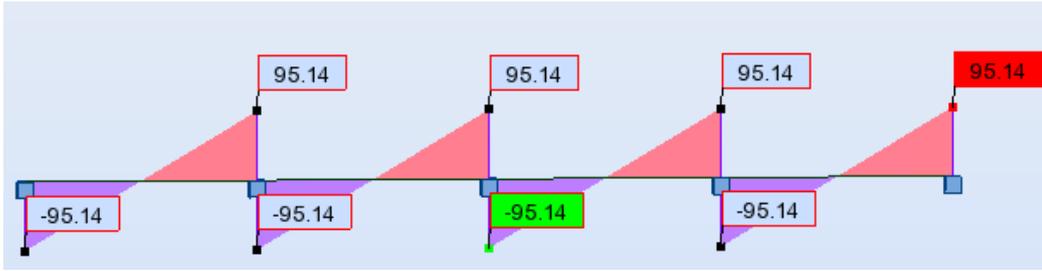


Figure VII. 2 : Diagramme des efforts tranchants sens x ELU

Sens (y-y) :

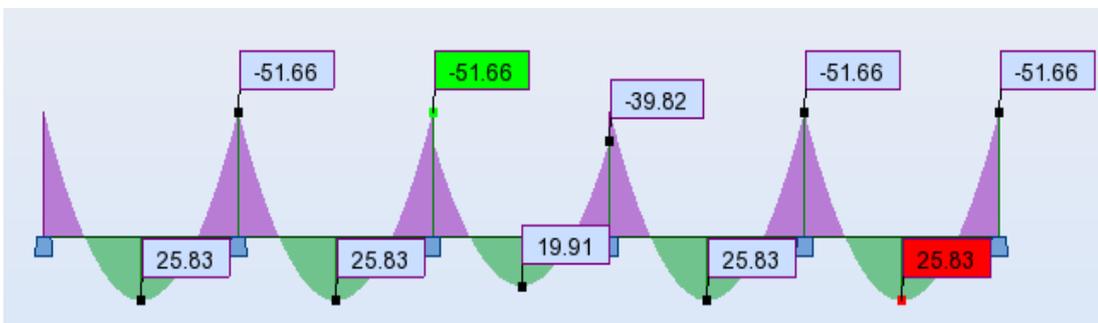


Figure VII. 3 : Diagramme des moments fléchissants sens y ELU

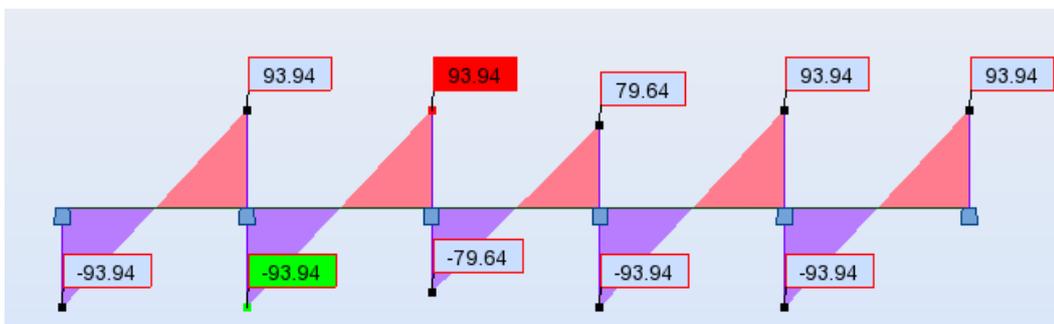


Figure VII. 4 : Diagramme des efforts tranchants sens y ELU

L'ELS :

Sens (x-x) :

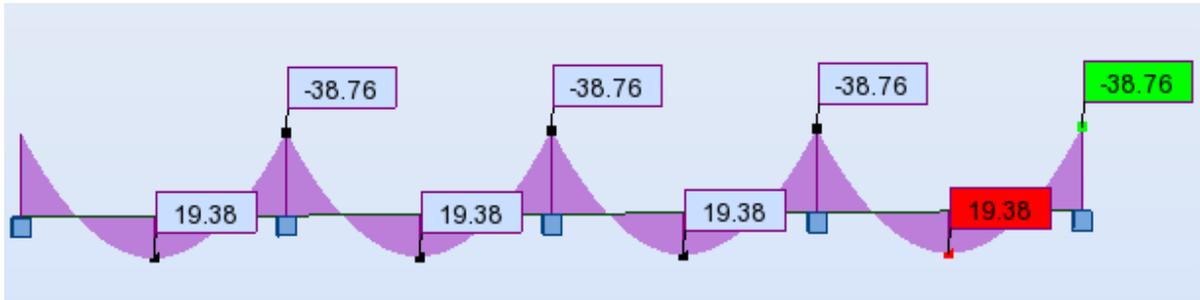


Figure VII. 5 : Diagramme des moments fléchissant sens x ELS

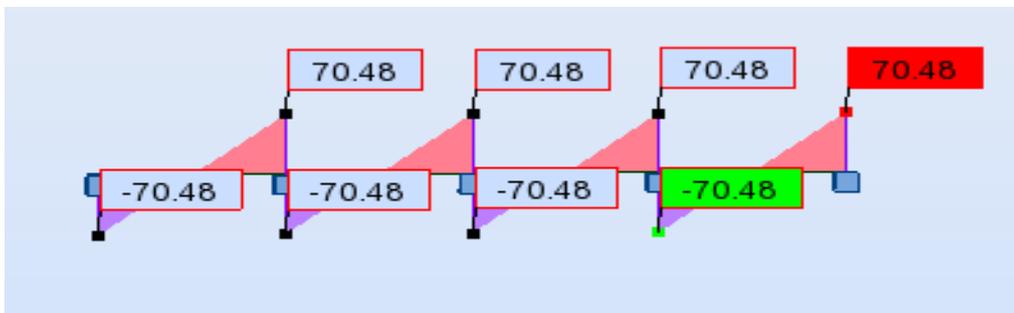


Figure VII. 6 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELS

Sens (y-y) :

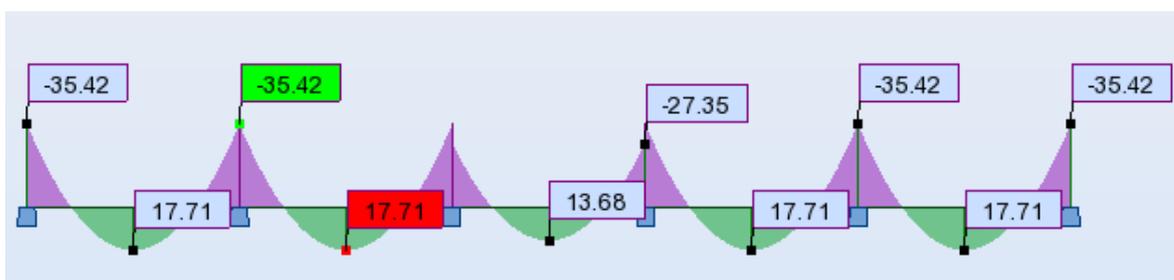


Figure VII. 7 : Diagramme des moments fléchissant sens y ELS

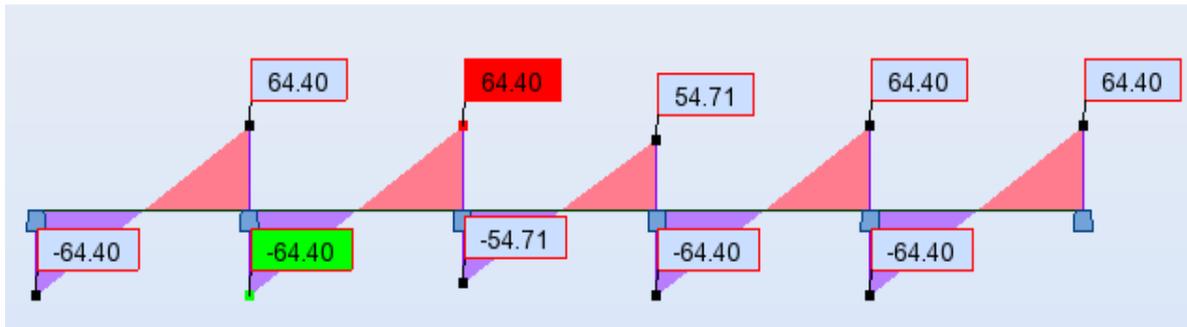


Figure VII. 8 : Diagramme des efforts tranchant sens y ELS

VII.9 : Calcul du ferrailage :

VII.9.1 : L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 5 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 5 + \frac{8}{2} = 9$$

- Alors on adopte c =9 cm.

VII.9.2 : Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X - X) & : M_t = 261600N.m, M_a = 523300N.m \\ (Y - Y) & : M_t = 258300N.m, M_a = 516600N.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) & : M_t = 193800N.m, M_a = 387600N.m \\ (Y - Y) & : M_t = 177100N.m, M_a = 354200N.m \end{cases}$$

Sens -X :

Elément	Mu(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	523300	71	0.073	0.392	0.095	0.96	22.06
Travée	261600	71	0.037	0.392	0.047	0.98	10.80

Sens-Y :

Elément	M(N.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Appuis	516600	71	0.072	0.392	0.093	0.97	21.55
Travée	258300	71	0.036	0.392	0.046	0.98	10.66

VII.9.3 : Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 55 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 4.78 \text{ cm}^2$$

VII.9.4 : Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 55 \times 80 = 4.4 \text{ cm}^2$$

- section minimale de RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% b.h = 22 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Sens -X :

Elément	A _u (cm ²)	A _{ser} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Appuis	22.06	13.73	4.78	4.4	22	21.75	8HA20=25.13cm ²
Travée	10.80	6.80	4.78	4.4	22	10.65	8HA16=16.08cm ²

Sens – Y :

Elément	A _u (cm ²)	A _{ser} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Appuis	21.55	12.55	4.78	4.4	22	21.55	8HA20=25.13cm ²
Travée	10.66	6.21	4.78	4.4	22	10.66	8HA16=16.08cm ²

VII.9.5 : État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{80}{380} = 0.2105 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \rightarrow \frac{80}{380} = 0.2105 > \frac{0.75M_o}{10M_o} = 0.075 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{25.13}{72 \times 55} = 0.00634 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

VII.9.6: Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

- Sens (x-x) : T_{max}^u = 95.14 T = 0.9514 MN

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.9514}{0.55 \times 7.5} = 0.230 MPa$$

- Sens (y-y) : T_{max}^u = 93.94 T = 0.9394 MN

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.9394}{0.55 \times 7.5} = 0.227 MPa$$

- La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa (Condition vérifié)}$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et ils faut disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{800}{35}; 20; \frac{550}{10}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\{22.85; 20 ; 55\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10\text{mm}.$$

VII.9.7 : Espacement des armatures transversales : RPA 99.

La zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right)$ $S_t \leq (20; 24; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

La zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40\text{cm} \rightarrow S'_t = 15\text{ cm}$

La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 160\text{cm} .$$

VII.9.8 : La quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$At \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S'}{f_e} \rightarrow 0.4 \times 55 \times \frac{15}{235} = 1.404$$

Selon RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47\text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 2.47\text{cm}^2 .$$

$$A_t = 4\phi 10 = 3.14\text{cm}^2 .$$

VII.10 : Schéma du ferrailage :

COUPE SUR NERVURE

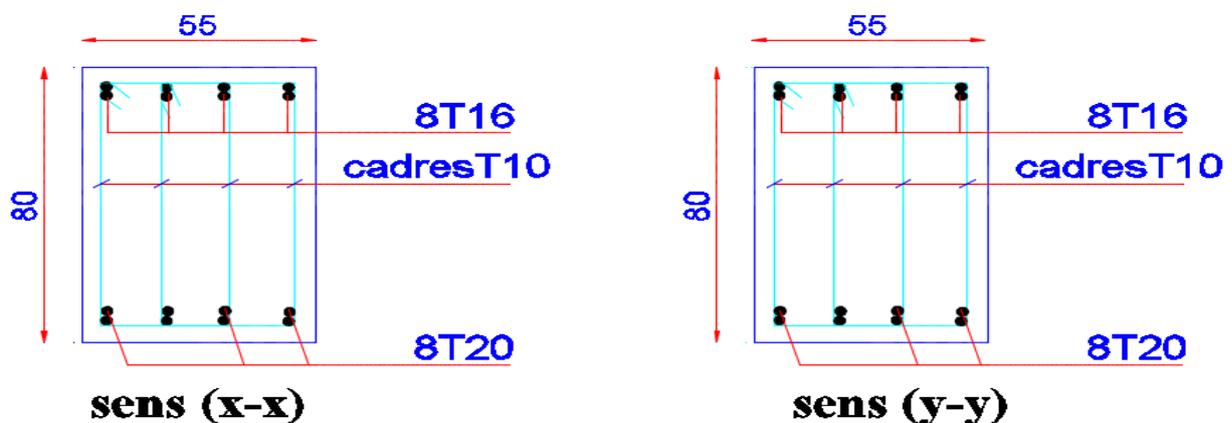


Figure VII.9 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-Y

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

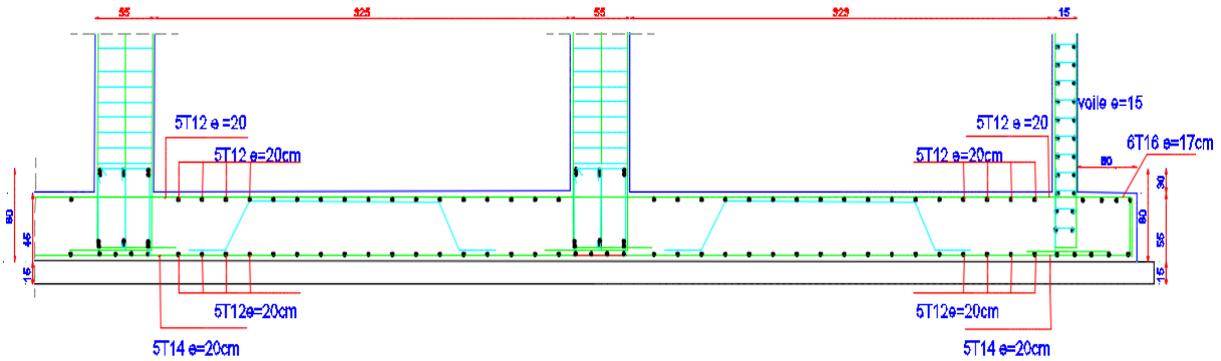


Figure VII.10 : Schéma de ferraillage du radier

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

On souhaite avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter, et qu'il serve pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.

-  **BAEL91** : Béton Armé Aux Etats Limites.

-  **BAEL83** : Béton Armé Aux Etats Limites.

-  **C.B.A93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

-  **D.T.R.B.C .2.2:** Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

-  **DTR Neige et Vent 99**
-  **RNV99 Cartes neige+vent**

Livre:

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)

Logiciels :

- ROBOT 2014

- AUTOCAD 2015

- WORD+Excel 2007