

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et
d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : :Génie Civil

Spécialité ::Structure

Thème

**ETUDE D' UN BATMENT A USAGE D'HABITATION
AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE (R+8)**

Etudiant :

.ABDERRAOUF KHERIEF

Encadreur :

.BOUACIDA LINDA

Promotion Juillet 2019



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 bouacida Linda** 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

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement **Mr Machkouri Mouhamed** et **Mr Meghazzi larafi** 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

A pays de merveilleuses.....l'Algérie.

A Palestine la sœur.

A mes amis et une liste ne termine pas

A mon père et ma mère

A mes frères et mes sœurs.

A tous ce qui est trouve une bienfait dans ce travaille.

A tous ce qui est connu le sensé de l'amitié.

A tous les étudiants de faculté du génie civil et hydraulique.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+8), implanté à la wilaya de Jijel. 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 travail avec une conclusion générale.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE.....	II
RESUME	III
SOMMAIRE.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	XIV
LISTE DES TABLEAUX	XVII
LES PLANS.....	
COUP A-A.....	
INTRODUCTION GENERAL	02
CHAPITRE 1: Présentation de l ouvrage	
I.1. INTRODUCTION.....	04
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	04
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	04
I.2.2. Données du site.....	04
I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE.....	05
I.4. CARACTERISTIQUE MECANQUES DES MATERIAUX.....	06
I.4.1. Béton.....	06
I.4.1.1. Caractéristiques mécanique du béton.....	06
I.4.2. L'acier.....	09
I.4.2.2. Principales armatures utilisées.....	10
I.4.2.3. Contrainte limite des Aciers.....	11

I .5 : ACTIONS ET SOLLICITATIONS.....	12
I .5.1: Les actions.....	12
I .5.2 : Les sollicitations.....	12

CHAPITRE 2: Pré dimensionnement

II .1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	14
II.1.1. Introduction.....	14
II.1.2. Les poutres.....	14
II.1.2.1 Poutres principales (transversales) (Y.Y).....	14
II.1.2.2. poutres secondaire (longitudinales) (X.X).....	15
II.1.3. Les poteaux.....	15
II.1.4. Les planchers.....	16
II.1.4.1. Planchers à corps creux.....	16
II.1.5. les voiles.....	17
II.1.6. Les escaliers.....	18
II.1.7. Balcon.....	21
II.1.8. Acrotère.....	21
II.2. EVALUATION ET DES CHARGES.....	22
II.2.1. Introduction.....	22
II.2.2. Détermination des charges appliquées.....	22
II.2.2.1. Plancher terrasse (terrasse inaccessible).....	22
II.2.2.2. Plancher étage.....	23
II.2.2.2. Acrotère.....	24
II.2.2.3. Les escaliers.....	24

II.2.2. 4 : Murs extérieurs en maçonnerie.....	26
II.2.2.4 : Balcons	26
II.2.2.5. les voiles.....	27
II.3. LA DESCENTE DE CHARGE DES ELEMENTS.....	28
II.3.1. Le Rôle de descente des charges.....	28
II.3.2. Loi de dégression.....	28
II.3.3. Pour poteau central (intermédiaire) (D-4).....	28
II.3.4. poteau du coin (D-1).....	33
II.3.5. Vérification des conditions.....	35
II.3.5.1. Vérification de l'effort normal.....	35
II.3.5.2. Vérification de la section de poteau.....	36
1-Vérification poteau du coin (D-1).....	38
2-Vérification poteau du coin (D-1).....	38

CHAPITRE 3: calcul des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION.....	40
III.2. L'ACROTERE.....	40
III.2.1. Définition.....	40
III.2.2. Mode de travail.....	41
III.2. 3. Sollicitation.....	41
III.2.4. Combinaison d'action.....	41
III.2.5. Vérification du ferrailage vis à vis du séisme.....	42
III.2.6. Calcul du ferrailage.....	42
III.2.6.1. Armatures Longitudinales.....	42
III.2.6.2. Vérification de l'effort tranchant.....	45

III.2.6.4. Espacement des armatures.....	45
III.2.7. Présentation du ferrailage.....	45
III.3. LES ESCALIERS.....	46
III.3.1. Introduction.....	46
III .3.2. Méthode de calcul.....	46
III.3.3. Détermination des sollicitations.....	47
III 3.4. Calcul du ferrailage.....	48
III.3.4.1 Les armatures longitudinal.....	48
III.3.4.2 Espacement entre les armatures.....	49
III.3.5. Vérification de l'effort tranchant.....	50
III.3.6. Vérification de la flèche.....	50
III .3.7. Evaluation des flèches.....	50
III.3.8. Calcul des moments fléchissant a E.L.S.....	51
III.3.9. Ferrailage de l'escalier.....	53
III.4. POUTRE PALIERE.....	53
III.4.1.Dimensionnement.....	53
III.4.2. Evaluations des charges	54
III.4.3. Combinaison d'action.....	54
III.4.4. Ferrailage.....	55
III.4.5. Vérification.....	57
III.4.5.1. vérification de l'effort tranchant.....	57
III.4.5.2. Armatures transversales.....	57
III.4.5.2. Vérification de la flèche.....	57
III.4.5. Ferrailage de la poutre palière.....	58
III.5. BALCON.....	58
III.5.1. Étage courant.....	58
III.5.2. Calculs des sollicitations.....	58
III.5.3. Calcul du ferrailage a L'E.L.U.....	58

III.5.3. Calcul du ferrailage a L'E.L.U.....	59
III.5.3.1. Vérification.....	59
III.5.4. Calcul de la flèche.....	60
III.5.5. Ferrailage du balcon.....	61
III.5.6.1.Calcul des sollicitations.....	61
III.5.6. Niveau terrasse.....	61
III.5.6.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	62
III.5.7. Vérification.....	62
III.5.8. Calcul de la flèche.....	63
III.5.9. Ferrailage des balcons.....	64
III.6. ETUDES DES PLANCHERS.....	64
III.6.1. Introduction.....	64
III.6.2. Fonctions nécessaires du plancher.....	64
III.6.4. Calcul des poutrelles.....	65
III.6.5. Calcul des moments.....	65
III.6.6. Valeur des efforts tranchants.....	66
III.6.7. Les combinassions d'action.....	66
III.6.8. Calcul des planchers a corps creux.....	66
III.6.8.1. Types des nervures.....	66
III.6.8.2. Détermination des sollicitations.....	67
III.6.8.2.1. Planter terrasse.....	67
III.6.8.2.2. Plancher étage courant.....	71
III.6.9 : Calcul du ferrailage.....	75
III.6.9.1 : l'enrobage.....	75
III.6.9.2 : Les armatures longitudinales.....	76
III.6.9.3 : Espacement des cadres.....	78
III.6.9.4 : Vérification de l'effort tranchant.....	78
III.6.9.5 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	79

CHAPITRE 4: 1)ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....	83
IV.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	83
IV.2.1. Méthodes statique équivalent.....	83
IV.2.2.: La méthode d'analyse modale spectral.....	84
IV.2.3.: Classification de l'ouvrage.....	85
IV.2.4.: Spectre de réponse de calcul.....	85
IV.3: ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE.....	87
IV.4.: ANALYSE DE LA STRUCTURE.....	87
IV.4.1.: Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires...87	
IV.4.2.: Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.....	92
IV.4.3 : Verification les déplacements.....	96
IV.4.5.: Caractéristiques géométrique et massique.....	97
IV.4.6:Justification de l'effort P- Δ	98
IV.4.7.: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	99

2)ETUDE AU VENT SELON LE REGLEMENT ALGERIEN

I INTRODUCTION.....	101
II. Domain d'application.....	101
IV.2.1.: Choix du sens du vent.....	102
IV.2.3.: Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	104
IV.2 .4.: Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}).....	105
IV.2.5.: Evaluation de la pression due vent (q).....	105

IV.2 .6 : Calcul Force de frottement.....	109
IV.2.7.: Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	111
IV.2 .8 : Evaluation de la pression intérieure(C_{pi}).....	112
IV.2 .9.: Evaluation de la pression due vent (q).....	115
IV.2 .10.: Calcul Force de frottement.....	115
IV.3.: VERIFICATION DE LA STABILITE.....	118
IV.4.: CONCLUSION.....	118

CHAPITRE 5.: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION

V.2 : FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	119
V.2.1.: Combinaisons des charges.....	119
V..2.1.1.: Les combinaisons d'action.....	119
V.2.2 : Recommandations.....	120
V.2.3.1: Vérification des sections.....	124
V.2.3.2 : Vérification à L'E.L.S.....	125
V.2.3.3 : Vérification du poteau à l'effort tranchant.....	126
V.2.3.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	126
V.2.3.5 : Calcul d'armature transversale.....	126
V.2.3.6 : Vérification des armatures minimales.....	127
V.2.4. Ferrailage du Poteau.....	128
V .3 : FERRAILLAGE DES POUTRES.....	128
V.3.1.Définition.....	128
V.3.2.Recommandation.....	128

V.3.3. Les poutre principales(35× 40).....	129
V.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	129
V.3.3.2.Calcul des armatures.....	130
V .3.3.4.: Vérification a l'état limite de service.....	131
V.3.3.5:Ferraillage des armatures transversales.....	132
V.3.3.5.1:Vérification de la contrainte de cisaillement.....	132
V.3.3.5.2:Disposition constructive.....	132
V.3.3.5.3:Section minimale des armatures transversales.....	132
V.3.3.5.4 : Condition exigée.....	133
V.3.4 : Les poutres secondaires (30× 40).....	133
V.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	133
V.3.4.2.Calcul des armatures.....	134
V .3.4.3: Vérification a l'état limite de service.....	135
V.3.4.4:Ferraillage des armatures transversales.....	136
V.3.4.4.1:Vérification de la contrainte de cisaillement.....	136
V.3.4.4.2:Disposition constructive.....	136
V.3.4.4.3:Section minimale des armatures transversales.....	136
V.3.4.4.4 : Condition exigée.....	136
V.3.5 : Ferraillage des poutres.....	137
V.4.: FERRAILLAGE DES VOILES.....	138
V.4.1.: Introduction.....	138
V.4.2:Types d'armatures.....	138

V.4.2.1:Armatures vertical.....	138
V.4.2.2 : Aciers horizontaux.....	138
V.4.3.Calcul la section des armatures.....	139
V.4.3.1- Ferrailage vertical.....	139
V.4.: ARMATURES VERTICALES.....	142
V.5.ARMATURES HORIZONTALES.....	144
V.6.: FERRAILAGE DES VOILES.....	145

CHAPITRE 6: Etude de l'infrastructure

VI.1 : INTRODUCTION.....	146
VI.2 : DEFINITION.....	146
VI.3 : Le choix de type de fondation.....	146
VI.3.1 : Différent types de fondations.....	147
VI.3.2 : Choix de type de fondation.....	147
VI.3.3: Combinaison d'action.....	147
VI.4 : CALCUL DES FONDATIONS.....	147
VI.4.1 : Etude géotechnique.....	147
VI.4.2 : Calcul la section des semelles.....	148
VI.5 : RADIER G NERVURE.....	149
VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier.....	149
VI.5.3 : Calcul de débordement D.....	151
VI.5.4Vérifications de radier.....	152
VI.5.5 : Vérification de la stabilité du radier.....	153
VI.5.6:Vérification au renversement du au séisme.....	153
VI.5.7 : Caractéristiques géométriques du radier.....	154
VI.5.7 : Vérification de stabilité.....	155

VI.5.7 .1 : Vérification de la stabilité de radier.....	155
VI.5.7 .2 : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G±E).....	155
VI.5.7 .3 : Vérification des contraintes des fondations (G+Q+E).....	155
VI.6 : FERRAILLAGE DU RADIER.....	156
VI.6 .1 : Méthodes de calcul.....	156
VI.6 .2 : Calcul des moments fléchissant.....	157
VI.6 .3 : Calculs des armatures.....	158
VI.6 .4 : Vérification au cisaillement.....	160
VI.7 : ETUDE DU DEBORD DU RADIER.....	160
VI.8 : LES SOLLICITATIONS SUR LES NERVURES.....	162
VI.9 : CALCUL DU FERRAILLAGE.....	166
VI.9.1 : L'enrobage.....	166
VI.9.2 : Calcul des armatures longitudinales.....	167
VI.9.3 : Condition de non fragilité.....	167
VI.9.4 : Pourcentage minimale.....	167
VI.9.5 : État Limite de déformation.....	168
VI.9.6: Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	168
VI.9.7 : Espacement des armatures transversales.....	169
VI.9.8 : La quantité des armatures transversales.....	169
VI.10 : SCHEMA DU FERRAILLAGE.....	170

Conclusion

bibliographie

LISTE DES FIGURES

	Page
Fig. I.1.: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	07
Fig. I. 2.: Diagramme contraintes déformations à L'ELU	09
Fig. I.3.: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	11
Fig. II.1.: poutre principale	14
Fig. II.2.: poutre secondaire	15
Fig. II.3 : poteaux	15
Fig. II.4 : dessin d'un plancher en corps creux	16
Fig. II.5 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux	17
Fig. II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas	17
Fig. II.7 : Coupe de voile en élévation	18
Fig. II.8 : Description de l'escalier	19
Fig. II.9 : Schéma statique d'escalier	21
Fig. II.10 : Schéma statique de l'acrotère	22
Fig. II.11 : Planter terrasse	22
Fig. II.12 : Composant d'un plancher étage	23
Fig. II.13 : composant d'un palier	24
Fig. II.14 : composant d'une paillasse	25
Fig. II.15 : Mur double cloison	26
Fig. II.16 : Surface afférente poteau(D-4)	29
Fig. II.17 : désignations des niveaux du poteau (D-4)	29
Fig. II.18 : Surface afférente poteau (D-1)	32

Fig. II.19 : désignations des niveaux du poteau (D-1)	32
Fig. III.1 . Vue en plan d'un acrotère	40
Fig. III.2 : section à ferrailer	42
Fig. III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère	45
Fig. III.4 : Dessin en élévation de l'escalier	46
Fig. III.5 : schéma de charges équivalentes	47
Fig. III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier	48
Fig. III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier	53
Fig. III.8 : poutre palière	54
Fig. III.9 : Ferrailage de poutre palière	58
Fig. III.10 : Schéma statique des charges de balcon	58
Fig. III.11 : plan de ferrailage du balcon(E.C)	61
Fig. III.12 : plan de ferrailage du balcon (E.C)	64
Fig.III.13 : Types des nervures	67
Fig. III.14 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01	69
Fig. III.15 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02	71
Fig. III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01	73
Fig. III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02	75
Fig. III.18 : Ferrailage des plancher	81
Fig. IV.1. : variante n 01 d'un voile	88
Fig. IV.2. : variante n 02 d'un voile	89
Fig. IV.3. : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan	90
Fig. IV.4. : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan	91

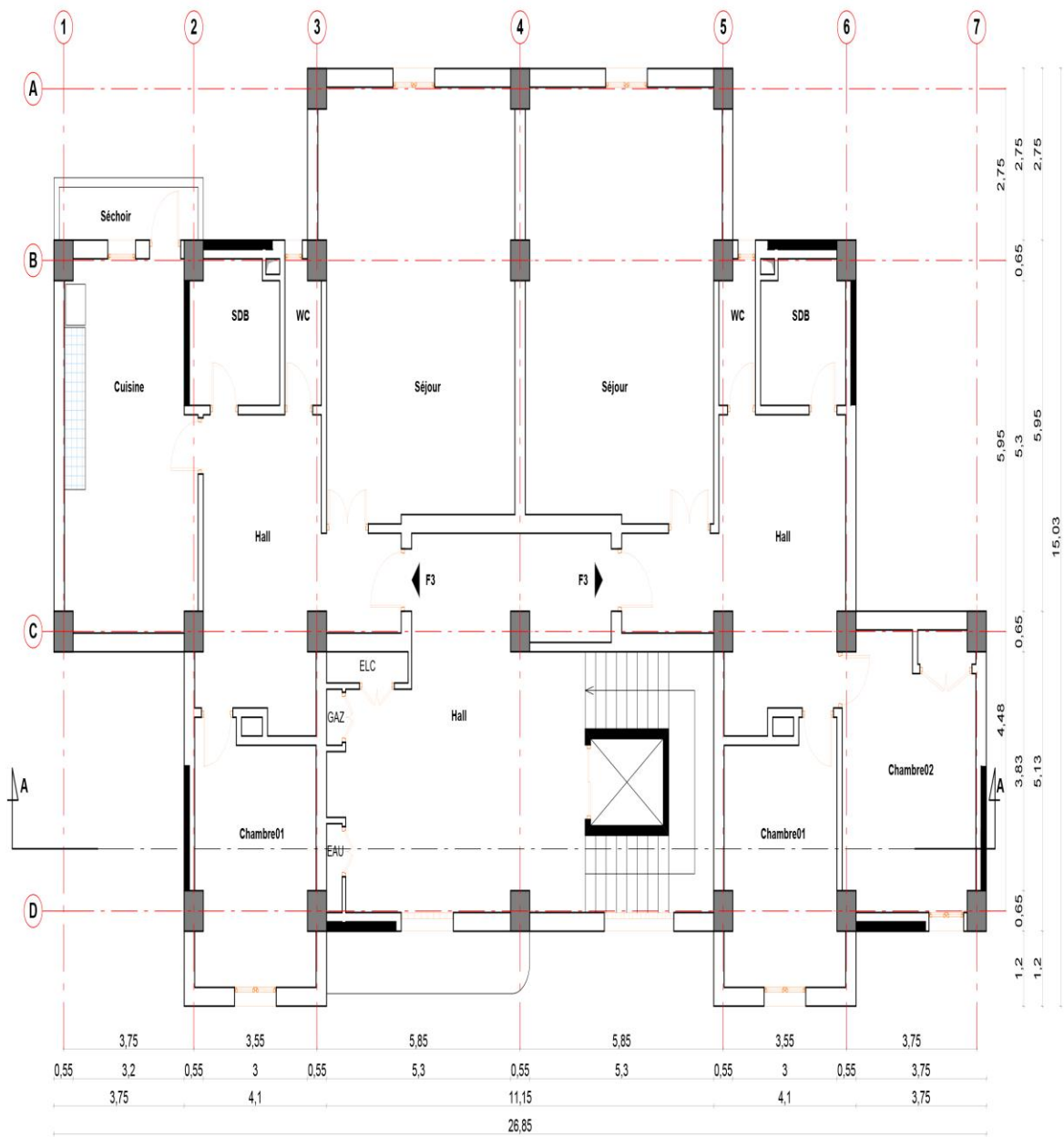
Fig. IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan	91
Fig. IV .6.: Distribution de la résultante des forces sismique sens x	95
Fig. IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y	96
Fig. IV.8 : Action du vent	102
Fig. IV.9 : Légende pour les parois verticales	104
Fig. IV.10 : Légende pour les toitures plates	105
Fig. IV.11 : Valeur Cp sur les parois verticales	112
Fig. V.1.: coupe de ferrailage du poteau55×65	128
Fig. V.2.: ferrailage de poutre principale	137
Fig. V.3.: ferrailage de poutre secondaire	137
Fig. V.4.: coupe de ferrailage du voile	145
Fig. VI.1.: Sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel robot 2014.	166
Fig. VI.2 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-Y	170
Fig. VI.3.: Schéma de ferrailage du radier	170

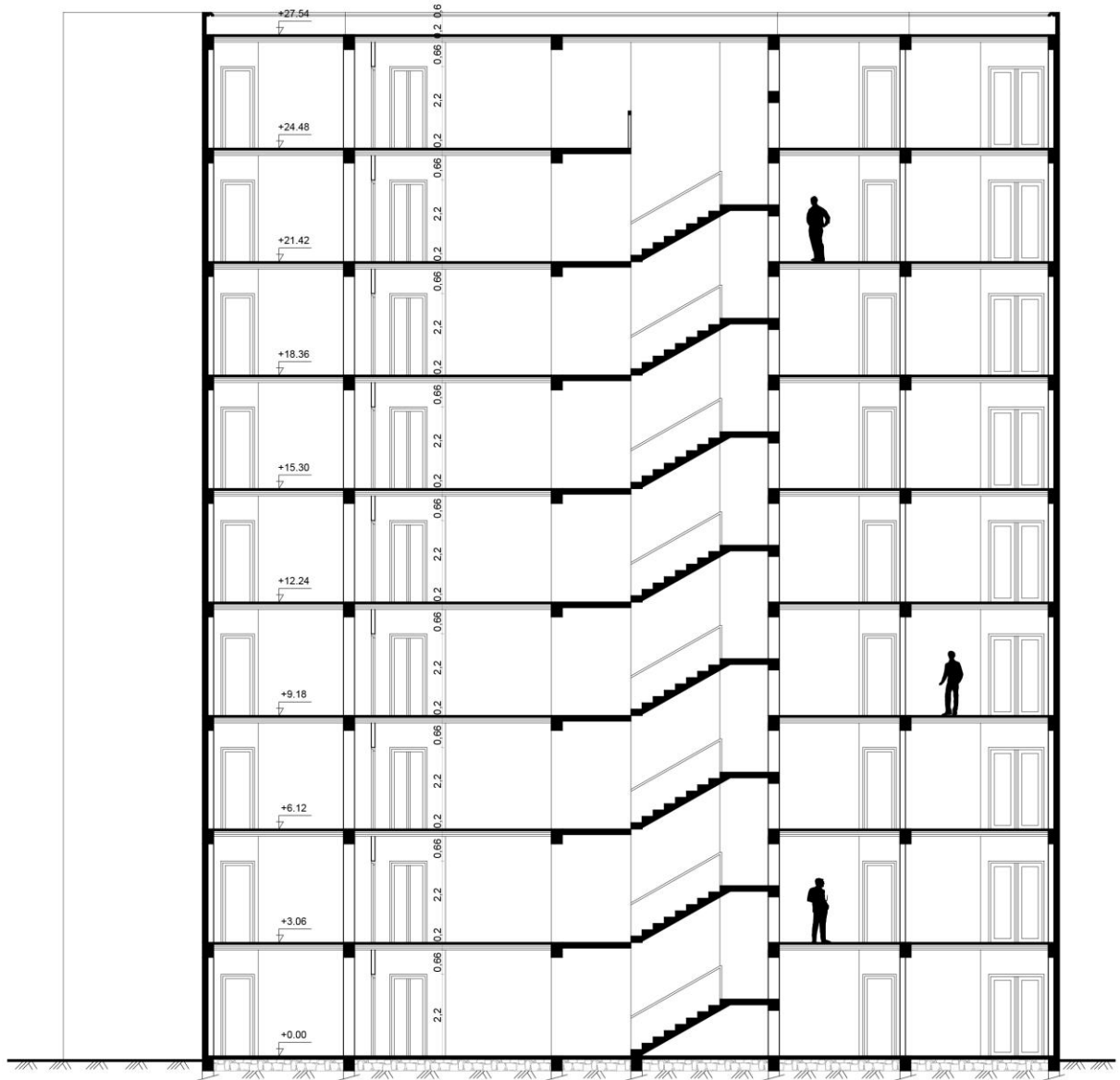
LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier	10
Tab. II.1 : Charge due aux planchers terrasse	22
Tab. II.2 : Charge permanente due aux planchers	23
Tab. II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier	24
Tab. II.4 : Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse)	25
Tab. II.5 : Charge permanente d'un mur extérieur	26
Tab. II.6 : Charge permanente d'un balcon terrasse	26
Tab. II.7 : Charge permanente d'un balcon étage	26
Tab. II.8 : Charge permanente et d'exploitation d'un voile	27
Tab. II.9 : Charge et sur charges	27
Tab. II.13 : Descente des charges du poteau central(D-4)	31
Tab. II.14 : Descente des charges du poteau du coin (D-1)	34
Tab. III.1 : Calcul des combinaisons	46
Tab. III.2. : récapitulatif	47
Tab IV.1. : coefficient d'accélération de zone A	85
Tab IV.2. : Valeurs de ξ (%)	86
Tab IV.3. : valeurs des pénalités P_q	87
Tab IV.4. : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1	88
Tab IV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux variante2	89
Tab IV.6 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	92
Tab IV.7. : les résultats des forces sismiques	93

Tab IV.8: Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure Sens-X	94
Tab IV.9.: Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure Sens- Y	94
Tab IV.10 : Déplacements absolus pour les deux directions principales	95
Tab IV.11.: Les résultats des différents centres de gravité et de torsion	96
Tab IV.12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	98
Tab IV.13: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal	99
Tab IV.14.: moment de renversement provoqué par les charges sens longitudinal (X)	99
Tab IV.15: moment de renversement provoqué par les charges sens transversal (Y)	100
Tab IV.16.: pression dynamique de référence	100
Tab IV.17: coefficients de topographie	101
Tab IV.18. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1	102
Tab IV.19 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate	103
Tab IV.20.: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	104
Tab IV.21: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = 0.8$	105
Tab IV.22.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = 0.8$	107
Tab IV.23.: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = -0.5$	107
Tab IV.24.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$	108
Tab. IV.25.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	109
Tab IV.26.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	110
Tab IV.27. : Pression dynamique q_{dyn} sens2	111
Tab IV.28.: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	111
Tab IV.29.: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	111
Tab IV.30.: la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}=0.8$	112

Tab IV.31.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = 0.8$	114
Tab IV.32.: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = -0.5$	114
Tab IV.33.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$	115
Tab IV.34 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	115
Tab IV.35.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$	116
Tab IV.36.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$	117
Tab V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	119
Tab V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales	120
Tab V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	121
Tab V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	129
Tab V.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	133
Tab V.6: Ferrailage des poutres	137
Tab VI.1.: La stabilité du radier sous (0.8G±E)	155
Tab VI.2 : Vérification des contraintes des fondations	156
Tab VI.3: résultats des moments sur appui et en travée(ELU)	158
Tab VI.4: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	159
Tab VI.5: résultats des moments sur appui et en travée(ELS)	159
Tab VI.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	160





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+8) wilaya de Jijel**».

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 bâtiment 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+8) à usage d'habitation à Jijel Cette structure est contre ventée 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 etBAEL91-83 et le RPA 99 version (2003).

CHAPITRE I

Présentation du l'ouvrage

CHAPITRE I

PRESENTATION DU L'OUVRAGE

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+8). Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul CBA 93; BAEL91

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+8) , contreventé par portiques et voiles en béton armé. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en zone IIa(wilaya de Jijel) de moyenne sismicité selon la parasismique Algérien (RBA 99 version 2003).

I.2.1. Caractéristiques géométriques

On va étudier un bâtiment constitué de :

- R.D.C d'une hauteur d'étages de $h= 3.06 \text{ m}$
- Hauteur totale de bâtiment avec l' acrotère $H= 28.14\text{m}$
- Longueur totale de Bâtiment $L = 26.85\text{m}$
- Largeur totale $B = 15.03 \text{ m}$

I.2.2. Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone II a).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme site ferme : catégorie S2.

Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.7$ bars.

La structure du bâtiment présente une régularité en plan et irrégularité en élévation.

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

- **Plancher**

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

Plancher à corps creux Le plancher terrasse est inaccessible.

- **Escalier**

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

- **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.

- **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.

- **Acrotères**

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

- **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. CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX

I.4.1. Béton

est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1m^3

- Ciment 350 kg/m^3 (CPJ42.5) : (CRS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m^3 ($\Phi \leq 25\text{ mm}$).
- Sable 400 kg/m^3 ($\Phi \leq 5\text{ mm}$).
- Eau 175 L/m^3 .

I.4.1.1. Caractéristiques mécanique du béton

- **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) cm^2 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} .

$$f_{cj} = [J / (4.76 + 0.83J)] f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 40\text{Mpa}, \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1.40 + 0.95J)] f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 40\text{Mpa}, \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 kg de ciment portland artificiel (CPJ 42.5), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa .

On prend : $f_{cj} 28. = 25\text{ MPa}$

○ **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 $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ \Longrightarrow $f_{tj} = f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

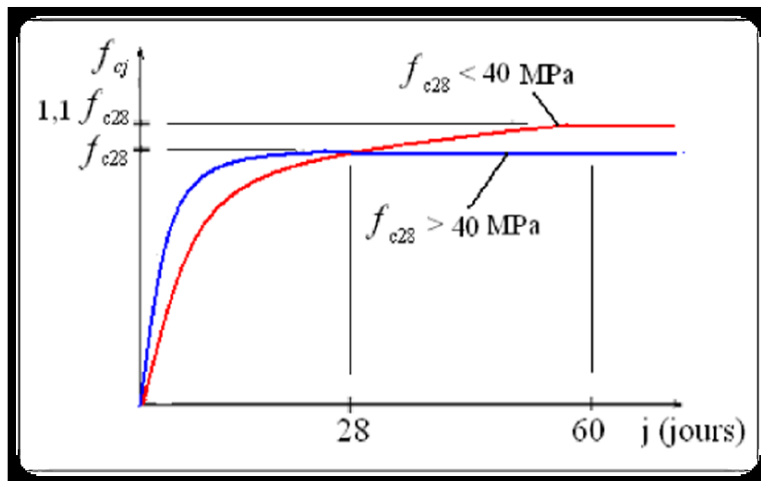


Fig I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

○ **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) CBA 93 (article A.5.1.2.1.1)**

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

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

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

○ **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 :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_c j} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.1)}$$

○ **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.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_c j} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2.2)}$$

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818.90 \text{ MPa}$$

○ **Module déformation transversale du béton**

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

Avec : E : module de Young

v : Coefficient de poisson CBA93 (article A.2.1.3)

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

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 : $v = 0$

ELS : $v = 0,2$

○ **Diagramme contraintes déformations**

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

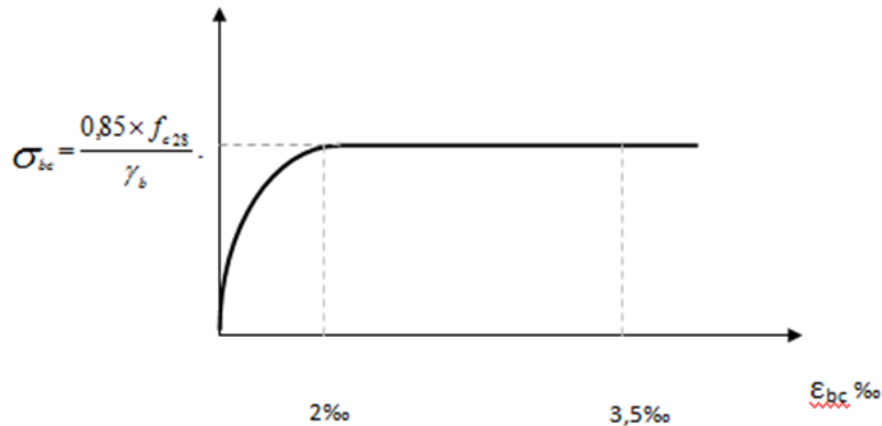


Fig I. 2: Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

{	$\gamma_b = 1,5$: cas générale
	$\gamma_b = 1,15$: cas de combinaisons accidentelles

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 $f_e \geq 500 \leq \text{MPa}$ 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

o Contraintes limites σ

- ELU : BAEL91 (article A.4.5.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s \text{ est le coefficient de sécurité } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

- ELS : BAEL91 (article A.4.5.3.2)

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

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

$$\sigma_s = f_e [MPa]$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max\left[240.110(\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}\right]\right] [MPa]$$

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

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

$$\sigma_s = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}\right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec.

$$\begin{cases} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

I.4.2.2. Principales armatures utilisées

Type	Nuance	F_e (Mpa)
Ronds lisses	F _e E22	215
	F _e E24	235
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400
	F _e E50	500
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400
	F _e TE50	500
Fils tréfiles Lisses	TL50 $\Phi >$ 6mm	500 520

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

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

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 .

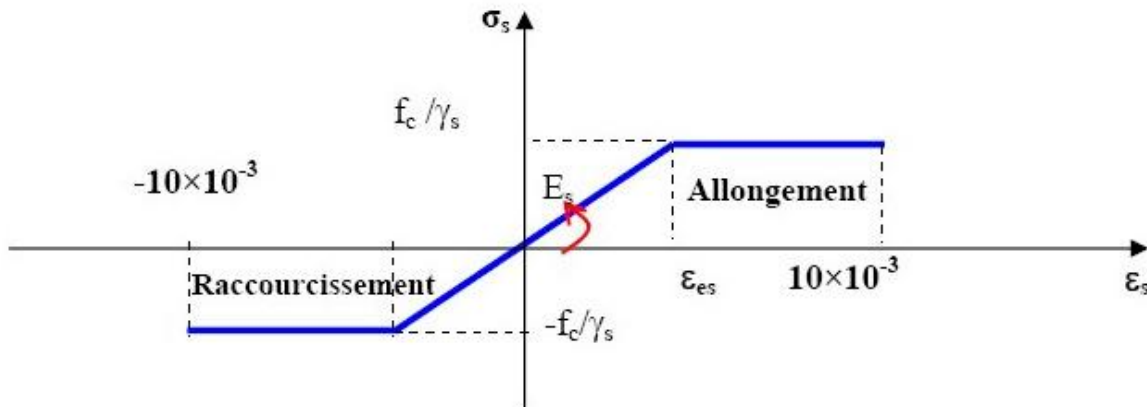


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

• Etat limite ultime

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

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \\ \varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \end{cases} \quad E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

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

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

• 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 $\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}\right\} \text{ MPa}$ CBA93 (article A 4.5.3.3)

Très préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min\{0.5f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}\} \text{ MPa}$. CBA93 (article A4.5.3.4)

η : coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour rond lisse} \\ \eta = 1.6 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6mm \\ \eta = 1.3 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi < 6mm \end{array} \right.$$

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'exploitation
- ❖ 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, 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.

Qi : autres actions variables dites d'accompagnement.


Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU

Dans le cas d'une vérification à l'ELU 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.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement et descente des charges

CHAPITRE II

PRE- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II .1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements *RPA99 version 2003 et BAEL91*.

II.1.2. Les poutres

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

II.1.2.1. Poutres principales (transversales) (Y.Y)

Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 595$$

L max la plus grand portées, $L_{max} = 5.95m$

$$\checkmark h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 595 = (39.66; 59.5)$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

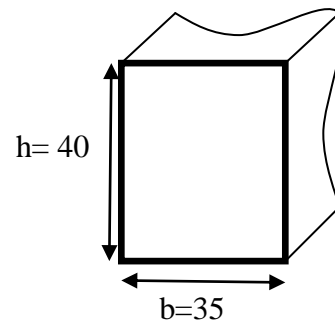


Fig. II.1 : poutre principale

La longueur de la poutre suivant cette condition :

$$\checkmark B = (0,3 \div 0,6) \times h$$

$$\checkmark B = (0,3 \div 0,6) \times 40 = (12 \div 24) \text{ cm}$$

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

Condition(*RPA.99*)

$$\checkmark B \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm (c. v)}$$

$$\checkmark H \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm (c. v)}$$

$$\checkmark \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{35} = 1.14 < 4 \text{ (c.v)}$$

$$\checkmark B_{max} \leq 1,5h + b_1 = 95 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} < 95 \text{ cm}$$

toutes les conditions sont vérifiées. Alors on prend les dimensions des poutre transversales. $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

II.1.2.2. poutres secondaire (longitudinales) (X.X)

Conditions de la portée :

$$\checkmark h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right)L_{max} ; L_{max} = 585 \text{ cm}$$

$$\checkmark h = (39 \div 58.5) \text{ cm}$$

on prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$\checkmark b = (0,3 \div 0,6)$$

$$\checkmark h = (12 \div 24) \text{ cm}$$

on prend : $b = 30 \text{ cm}$

condition de(*RPA.99*)

$$\checkmark B \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} (c.v)$$

$$\checkmark h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} (c.v)$$

$$\checkmark \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 (c.v)$$

$$\checkmark B_{max} < 1,5h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} (c.v)$$

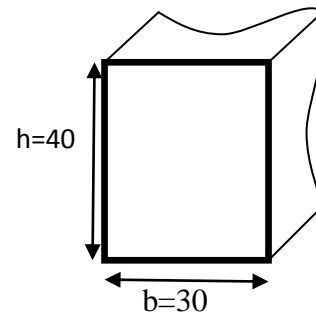


Fig. II.2: poutre secondaire

Toutes les conditions sont vérification sont vérifiée, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.1.3. Les poteaux

L'article 7.4.1 du R.P.A99/version 2003 les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

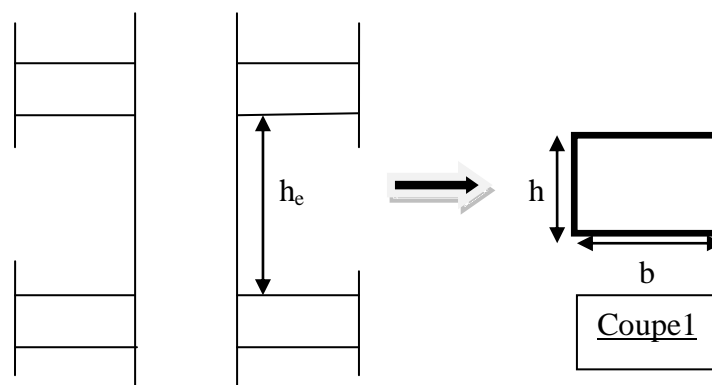


Fig. II.3 : poteaux

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 65 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v).$
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 55 \text{ cm} > 266 / 20 = 13.3 \text{ cm} \quad (c.v).$
 - $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (c.v).$
- $b_1 = 55 \text{ cm} ; h_1 = 65 \text{ cm}$

donc on adopte une section de (55 × 65)

II.1.4. Les planchers

II.1.4.1. Planchers à corps creux RBA (art B. 7.4.1)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour :

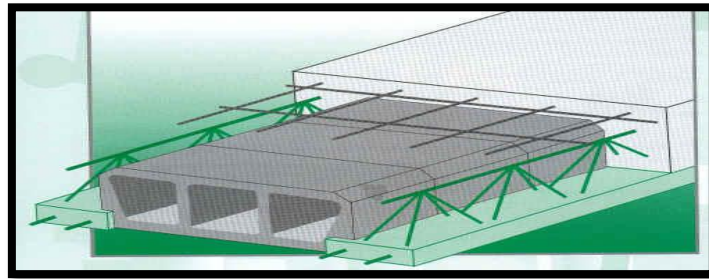


Fig. II.4 : Dessin d'un plancher en corps creux

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22.5}$$

les quelles :

h_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression).

l_x : est la plus grande portée parallèle au poutrelles.

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{22.5} \Rightarrow l_x = 585 - 25 = 560 \text{ cm (zon II. a)}$$

$$\frac{l_x}{22.5} = \frac{560}{22.5} = 24.88 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 24.88 \text{ cm (art. B 48.7.4.1)}$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm hauteur de la table de compression.} \\ 20 \text{ cm hauteur du corps creux.} \end{array} \right.$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles

L'hourdis choisi est normalise, il est 20 cm de hauteur et 55 cm de longueur.

$$b_1 = \min\left(\frac{l_n}{2}; \frac{l_{max}}{10}\right)$$

- ✓ L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives ($l_n = 55 \text{ cm}$).
- ✓ L : la longueur de la nervure ($l_{max} = 585 \text{ cm}$) ; $b_1 = \min(27.5 ; 58.5)$

Donc on prend : $\begin{cases} b_1 = 27.5 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} \\ b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm} \end{cases}$

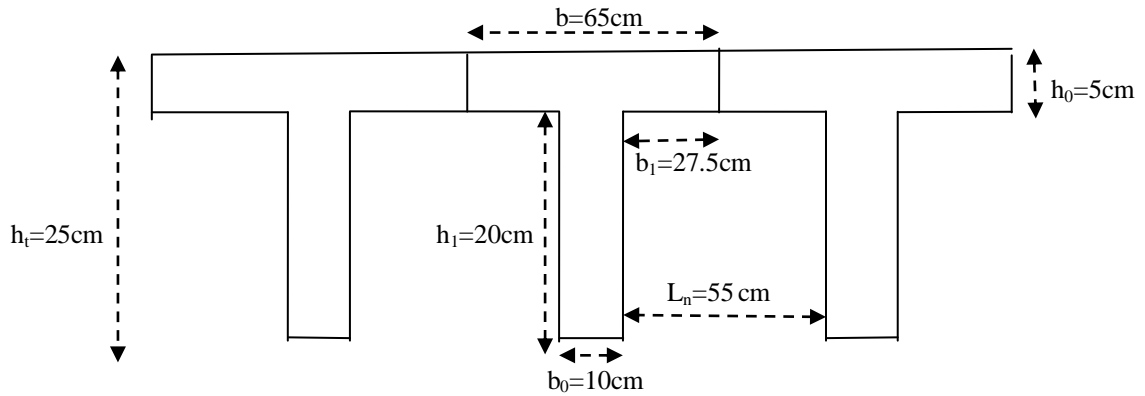


Fig. II.5 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux

II.1.5. les voiles RPA99/version2003 (article 7.7.1)

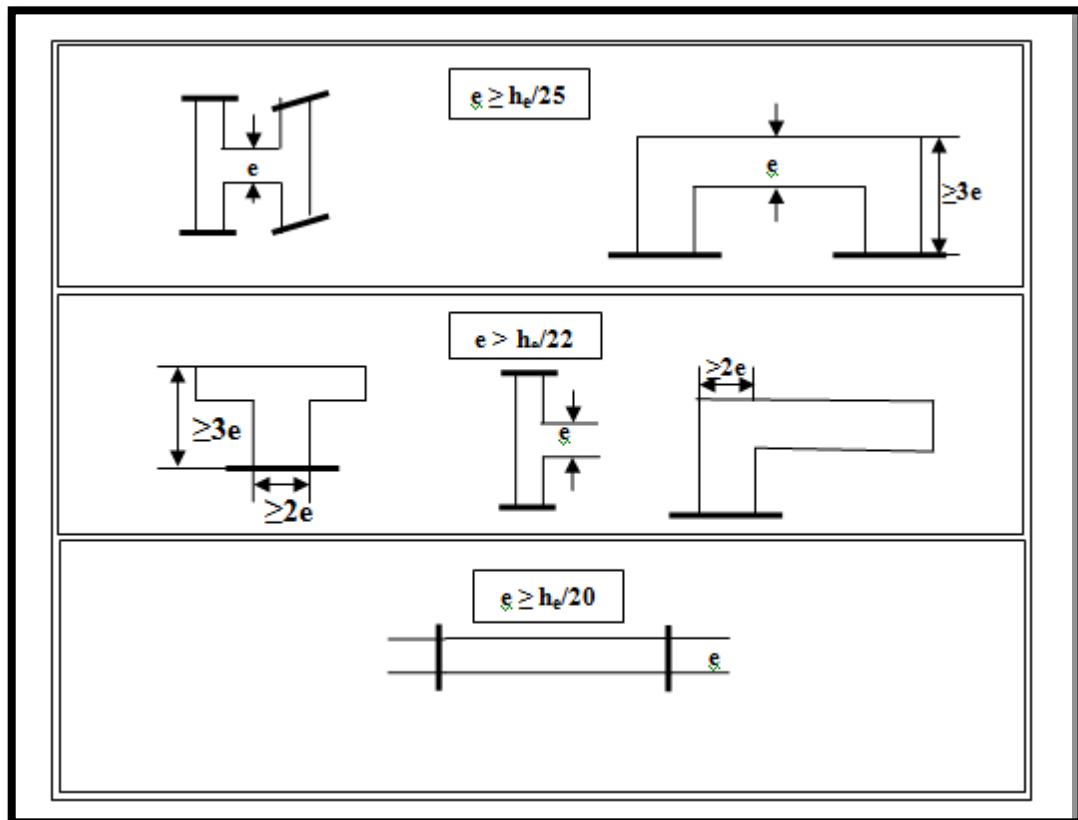


Fig. II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $l \leq 4a$:

l : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » .il doit vérifier les conditions suivantes :

Pour R D C et E C ($h = 306 \text{ cm}$) $\Rightarrow h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

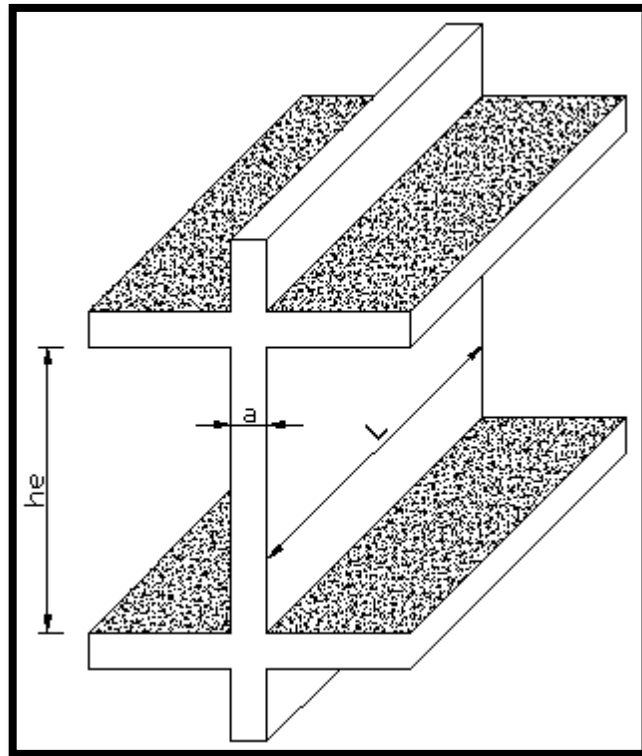


Fig. II.7 : Coupe de voile en élévation

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$L \geq 4e$, Dans notre cas : selon RPA99 /V2003

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

Pour $h_e = 266 \text{ cm}$ $e \geq \text{Max} (10.64\text{cm} ; 12.09\text{cm} ; 13.30\text{cm})$

On adoptée : $e = 15 \text{ cm}$

✚ 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 $L_{min} = 300\text{cm} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

II.1.6. 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 :

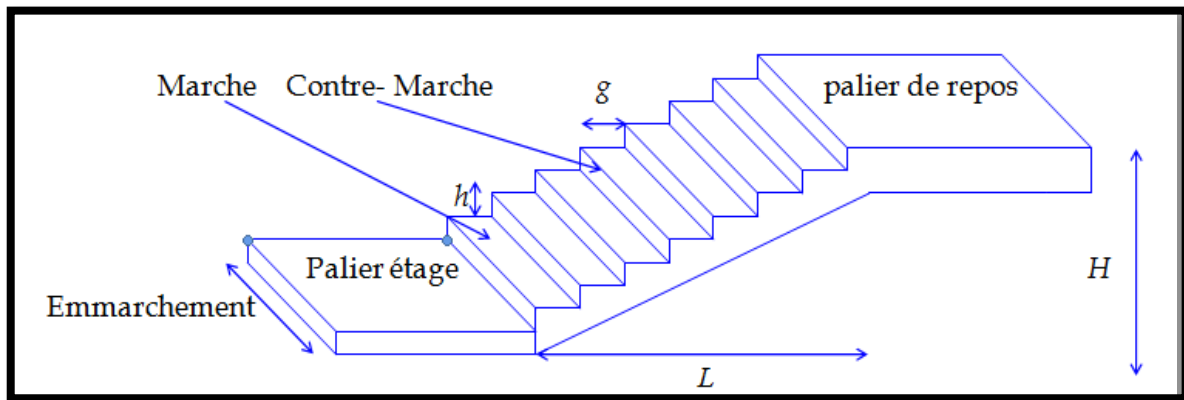


Fig. II.8 : Description de l'escalier

H_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : 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 : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$\text{Donc } g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

✚ Nombre de contre marche :

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche .

donc :
$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ cm}$$

Pour deux volées : $n_t = 18 \text{ cm}$

Pour une volée : $n = 9 \text{ cm}$

✚ La longueur de la ligne de foulée :

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

✚ Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.635 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

H : hauteur d'étage (3.06 m)

L : longueur de la ligne de foulée (2.40 m)

✚ Longueur de la volée (paillasse) :

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

✚ Longueur du palier de repos :

$$3.50 - 2.40 = 2.90 \text{ m}$$

✚ Épaisseur de la paillasse :

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

On à :
$$L_t = 240 + 122 = 362 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{362}{40} \leq e \leq \frac{362}{30} \Rightarrow 18.1 \text{ cm} \leq e \leq 12.06 \text{ cm} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

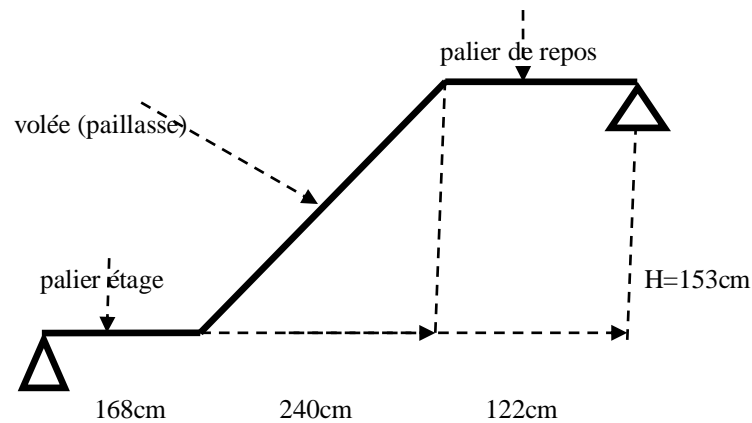


Fig. II.9 : Schéma statique d'escalier

II.1.7. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

Condition de la flèche (résistance à la flexion).

✚ Critère de résistance :

Pour une dalle sur un seul appui $e \geq \frac{Lx}{20}$

✚ Critère de coupe-feu :

pour deux heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$

on a : $L = 100 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \Rightarrow 4 \leq e \leq 12$

on prend $e = 12 \text{ cm}$

II.1.8. Acrotère

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

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

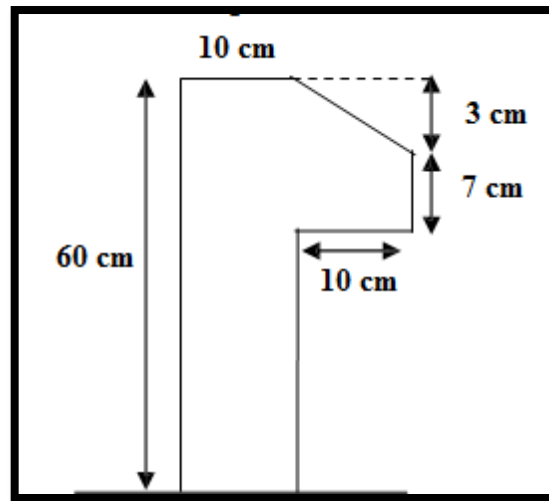


Fig. II.10 : Schéma statique de l'acrotère

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)

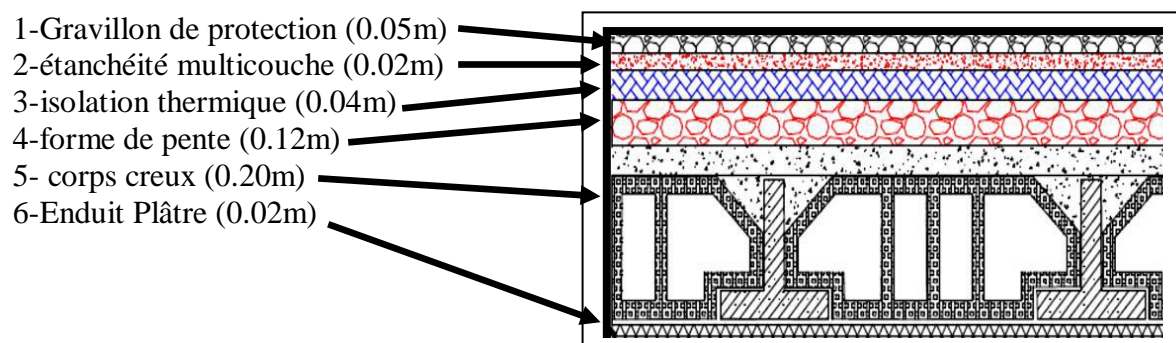


Fig. II.11 : Plancher terrasse

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multicouche	0.05	-	0.10
3	Former de Ponte	0.1	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Planter à corps creux	(20+5)	-	3.20
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	6.61
Charge d'exploitation			Q	1

Tab. II.1 : Charge due aux planchers terrasse

II.2.2.2. Plancher étage

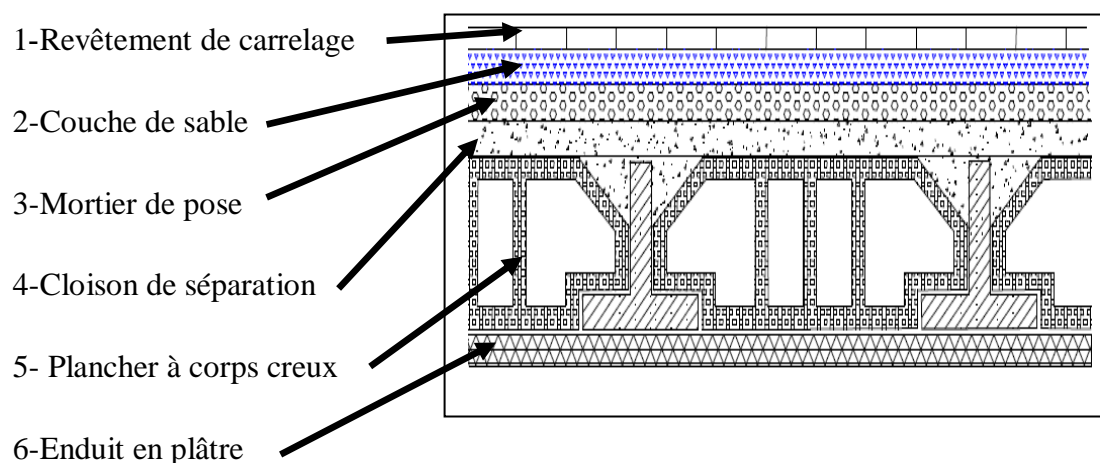


Fig. II.12 : Composant d'un plancher étage

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44

2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Cloison de séparation	0.1	10	1
5	Plancher à corps creux	0.20	-	3.20
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	5.60
Charge d'exploitation			Q	1.5

Tab. II.2: Charge permanente due aux planchers

II.2.2.2. Acrotère

✚ Charge :

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan} = 1.7125 \text{ KN}$$

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

✚ Surcharge :

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

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

II.2.2.3. Les escaliers

✚ Palier :

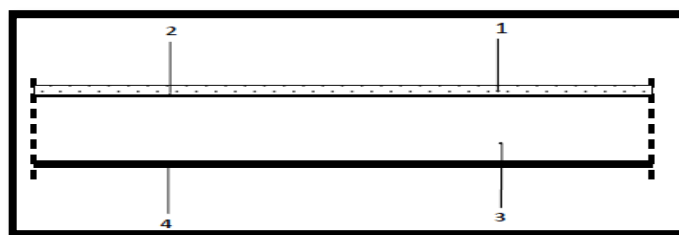


Fig. II.13 : composant d'un palier

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44

2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	4.79
Charge d'exploitation			Q	2.5

Tab. II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier

✚ Volée (paillasse) :

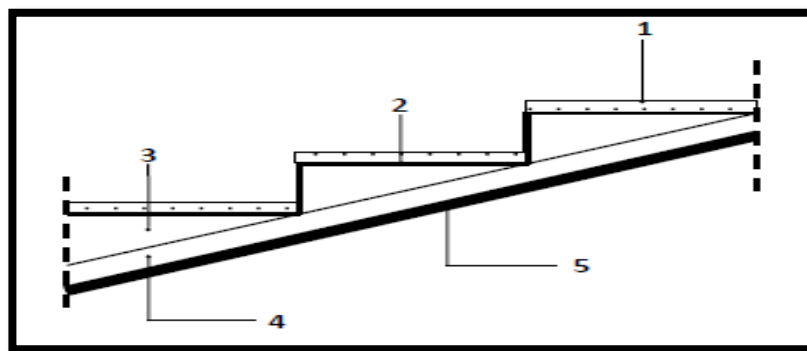


Fig. II.14 : composant d'une paillasse

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Poids propre de marche	H=0.17	20	$22 \times \frac{0.17}{2} = 1.87$
4	Poids propre de paillasse	0.12	25	$25 \times \frac{0.12}{\cos 32.5} = 3.55$
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Garde corps	-	-	1
Charge permanente			G	7.06
Charge d'exploitation			Q	2.5

Tab. II.4: Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse)

II.2.2. 4 : Murs extérieurs en maçonnerie

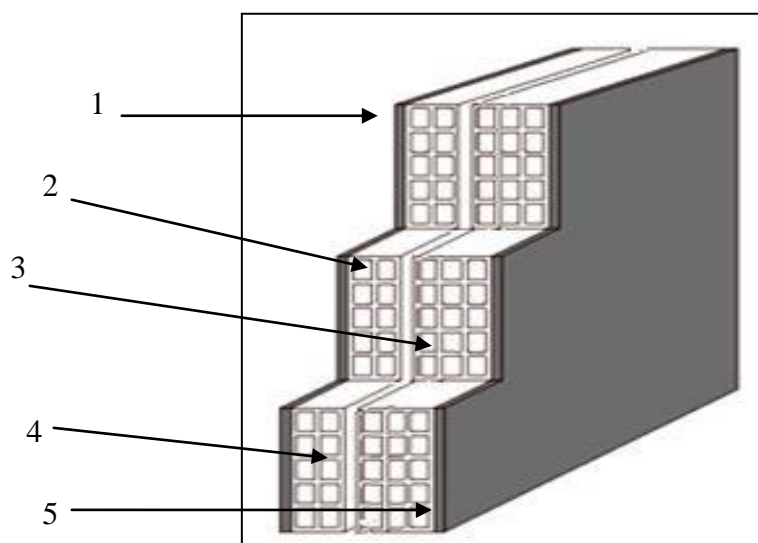


Fig. II.15 : Mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	0.35
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	2.81

Tab. II.5: Charge permanente d'un mur extérieur

II.2.2.4 : Balcons

✚ Balcon terrasse :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	16	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolant thermique (lige)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.05	22	1.10

5	Plancher en dalle pleine	0.12	25	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	5.38
Charge d'exploitation			Q	1

Tab. II.6 : Charge permanente d'un balcon terrasse

✚ Balcon étage courant :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de ciment	0.01	18	0.18
Charge permanente			G	4.56
Charge d'exploitation			Q	3.5

Tab. II.7: Charge permanente d'un balcon étage

II.2.2.5. les voiles

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Béton arme	20	25	5
2	Enduit de plâtre	2	10	0.2
3	Enduit de ciment	2	22	0.44
G voile extérieure			G	5.65

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

✚ Charge et sur charges :

	Charges permanentes G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher-terrasse	6.61	1
Plancher étage courant	5.60	1.5

Acrotère	1.7125	1
Murs extérieurs	2.81	-
Voiles	5.65	-

Tab. II.9: Charge et sur charges

II.3. LA DESCENTE DE CHARGE DES ELEMENTS

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).

II.3.3. Pour poteau central (intermédiaire) (D-4)

- ✚ Surface afférente :

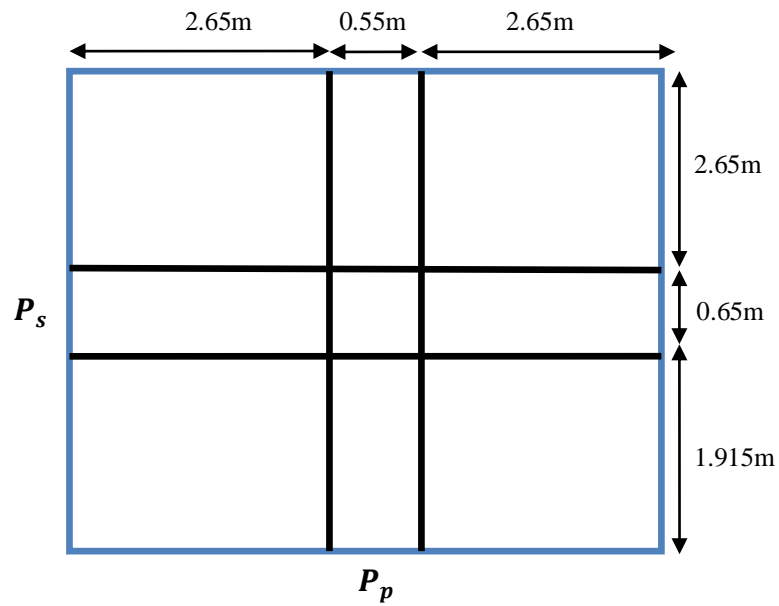


Fig. II.16 : Surface afférente poteau(D-4)

$$\checkmark S_G = (2.65 + 2.65) \times (1.915 + 2.65)$$

$$S_G = 24.19 \text{ m}^2$$

$$\checkmark S_Q = (2.65 + 2.65 + 0.55) \times (1.915 + 2.65 + 0.65)$$

$$S_Q = 30.50 \text{ m}^2$$

$$\checkmark S_{Q1} = 30.50 - (0.55 \times 0.65)$$

$$S_{Q1} = 30.14 \text{ m}^2$$

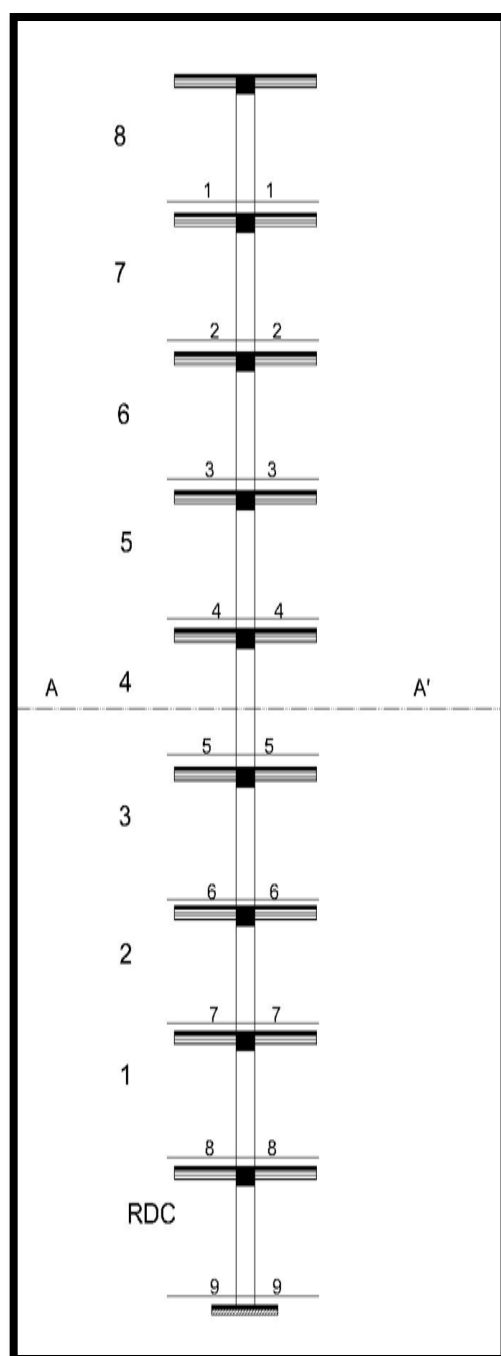


Fig. II.17 : désignations des niveaux du poteau (D-4)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher terrasse : $6.61 \times 24.19 = 159.895$ Poutre principale : $(0.35 \times 0.40) \times (5.3) \times 25 = 18.55$ Poutre secondaire :	192.14	$30.50 \times 1 = 30.50$

	$(0.30 \times 0.40) \times (4.565) \times 25 = 13.695$		
2-2	Venant 1-1 : 192.14 Poteau : $(0.55 \times 0.65) \times (2.66) \times 25 = 23.77$ Escaliers: $(7.06 \times 0.12 \times 1.425) + (4.79 \times 0.12 \times 1.68) = 2.17$	218.08	30.50
3-3	Venant 2-2 : 218.08 Plancher .E.C $5.60 \times 24.19 = 135.464$ Poutre principale : $(0.35 \times 0.45) \times (5.3) \times 25 = 18.55$ Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40) \times (4.565) \times 25 = 13.695$	385.789	$30.50 + (30.14 + 1.5 + 2.5) = 78.21$
4-4	Venant 3-3 : 385.789 Poteau : $(0.55 \times 0.65) \times (2.66) \times 25 = 23.77$ Escaliers: 2.17	411.729	78.21
5-5	Venant 4-4 : 411.729 P.E.C+PP+PS = 167.709	579.438	$78.21 + (45.21 + 2.5) \times 0.9 = 121.14$
6-6	Venant 5-5 : 579.438 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	605.378	121.14
7-7	Venant 6-6 : 605.378 P.E.C+PP+PS = 167.709	773.087	$121.14 + (45.21 + 2.5) \times 0.8 = 159.31$
8-8	Venant 7-7 : 773.087 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	799.027	159.31
9-9	Venant 8-8 : 799.027 P.E.C+PP+PS = 167.709	966.736	$159.31 + (45.21 + 2.5) \times 0.7 = 192.707$
10-10	Venant 9-9 : 966.736 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	992.676	192.707

11-11	Venant 10-10 : 992.676 P. E.C +PP+PS = 167.709	1160.385	$192.707 + (45.21 + 2.5)$ $\times 0.6 = 221.333$
12-12	Venant 11-11 : 1160.385 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	1186.325	221.333
13-13	Venant 12-12 : 1186.325 P. E.C +PP+PS = 167.709	1354.034	$221.333 + (45.21 + 2.5)$ $\times 0.5 = 245.188$
14-14	Venant 13-13 : 1354.034 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	1379.974	245.188
15-15	Venant 14-14 : 1379.974 PE.C +PP+PS = 167.709	1547.683	$245.188 + (45.21 + 2.5)$ $\times 0.5 = 269.043$
16-16	Venant 15-15 : 1547.683 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	1573.623	269.043
17-17	Venant 16-16 : 15473.623 PE.C+PP+PS = 167.709	1741.332	$269.043 + 47.71 \times 0.5$ $= 292.898$
18-18	Venant 17-17 : 1741.332 Poteau : 23.77 Escaliers : 2.17	1767.272	292.898

Tab. II.10 : Descente des charges du poteau central(D-4)

II.3.4. poteau du coin (D-1) :

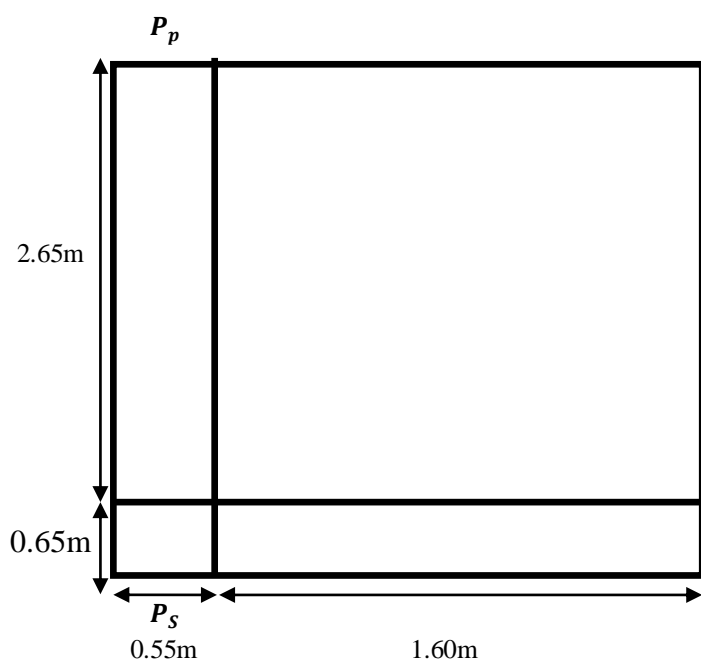


Fig. II.18 : Surface afférente poteau (D-1)

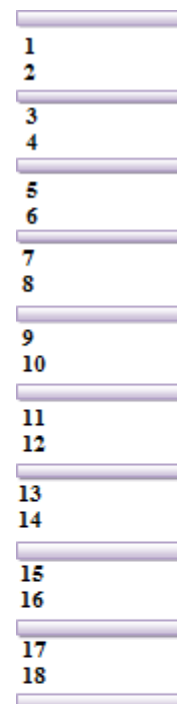


Fig. II.19 : désignations des niveaux du poteau (D-1)

Surface afférente :

✓ $S_G = (2.65 \times 1.60) = 4.24 \text{ m}^2$

$S_G = 4.24 \text{ m}^2$

✓ $S_Q = (3.3 \times 2.15) = 7.095 \text{ m}^2$

$S_Q = 7.095 \text{ m}^2$

✓ $S_{Q1} = 7.15 - (0.55 \times 0.65) = 6.73 \text{ m}^2$

$S_{Q1} = 6.73 \text{ m}^2$

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
1-1	Acrotère : $0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125$	43.988	$7.095 \times 1 = 7.095$
	Plancher terrasse : $6.61 \times 4.24 = 28.026$		
	Poutre principale : $(0.35 \times 0.45) \times 1.60 \times 25 = 6.3$		
	Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40) \times 2.65 \times 25 = 7.95$		
	Venant 1-1 : 43.988		
	Poteau :		

2-2	$(0.55 \times 0.65) \times 2.66 \times 25 = 13.77$ Mur extérieure : $(2.637 - 0.15) \times 2.61 \times 2.81$ $= 18.23$ $(1.55 - 0.1) \times 2.66 \times 2.81 = 10.83$	86.818	7.095
3-3	Venant 2-2 : 86.818 Plancher E.C : $5.60 \times 4.24 = 23.74$ Poutre principale : 6.3 Poutre secondaire : 7.95	124.808	$7.095 + (6.73 \times 1.5)$ $= 17.19$
4-4	Venant 3-3 : 124.808 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.06	167.638	$17.19 + (10.095$ $\times 0.9) = 26.27$
5-5	Venant 4-4 : 167.638 P.E.C+PP+PS = 37.99	205.628	26.27
6-6	Venant 5-5 : 205.628 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	248.467	$26.27 + (10.095$ $\times 0.8) = 34.35$
7-7	Venant 6-6 : 248.467 P. E.C+PP+PS = 37.99	286.457	34.35
8-8	Venant 7-7 : 286.457 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	329.296	$34.35 + (10.095$ $\times 0.7) = 41.41$
9-9	Venant 8-8 : 329.296 P. E.C+PP+PS = 37.99	367.286	41.415
10-10	Venant 9-9 : 367.286 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	410.125	$41.415 + (10.095$ $\times 0.6) = 47.472$
11-11	Venant 10-10 : 410.125 PE.C+PP+PS = 37.99	448.115	47.472
12-12	Venant 11-11 : 448.115 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	490.954	$47.472 + (10.095$ $\times 0.5) = 52.19$

13-13	Venant 12-12 : 490.954 PE.C+PP+PS = 37.99	528.944	52.19
14-14	Venant 13-13 : 528.944 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	571.783	52.19 + (10.095 × 0.5) = 57.567
15-15	Venant 14-14 : 571.783 PE.C+PP+PS = 37.99	609.773	57.89 + 5.047 = 62.937
16-16	Venant 15-15 : 609.773 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	652.612	62.937
17-17	Venant 16-16 : 652.612 P.E.C+PP+PS = 37.99	690.602	62.937 + 5.047 = 67.984
18-18	Venant 17-17 : 690.602 Poteau : 13.77 Mur extérieure : 29.069	733.441	67.984

Tab. II.11 : Descente des charges du poteau du coin (D-1)

II.3.5. Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

II.3.5.1. 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 :

✚ Vérification de poteau central (D-4) :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

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.

$$N_d = N_{ser} = G + Q$$

$$N_d = 1767.272 + 292.898 = 2060.17 \text{ KN} = 2060170 \text{ N}$$

$$B_r = 550 \times 650 = 357500 \text{ mm}^2, f_{c28} = 25 \text{ M Pa}$$

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{2060170}{357500 \times 25} = 0.23 \leq 0.3 \dots (c.v)$$

Selon le pré dimensionnement effectué; cette condition est vérifiée.

II.3.5.2. 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'effort normal ultime NU d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ

pour : $\lambda \leq 50$
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

pour : $50 \leq \lambda \leq 70$
$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{L_f}{i}$).

L_f : Longueur de flambement.

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1.5$ (Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1.15$ (Situation accidentel).

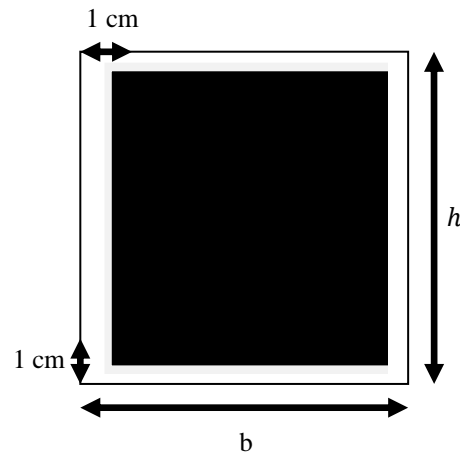
f_e : Limite élastique de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$.

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2)\text{cm}^2$

- Section de poteaux :



$$B_r = (b - 2)(h - 2) = (55 - 2)(65 - 2) = 3339 \text{ cm}^2 = 333900 \text{ mm}^2$$

- Section d'acier A (RPA) :

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

$$A_{min} = 0.8 \times \frac{B}{100} = 0.8 \times \frac{55 \times 65}{100} = 28.60 \text{ cm}^2 = 2860 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0 = 1.86 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{0.55 \times 0.65^3}{12 \times 0.55 \times 0.65}} = 0.18$$

pour : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{1.86}{0.18} = 10.33$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{10.33}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{10.33}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

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

$$Nu = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow Nu = (1.35 \times 1499.288) + (1.5 \times 292.898) = 2463.3858 \text{ KN}$$

$$\bar{N}u = 0.83 \left[\frac{336400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2860 \times 400}{1.15} \right] = 7224412.232 \text{ N} = 7224.412 \text{ KN}$$

$$Nu = 2060.170 \text{ KN} \leq \bar{N}u = 7224.412 \text{ KN} \dots\dots(\text{Condition vérifiée}).$$

1- Vérification poteau du coin (D-1) : RPA 99/version 2003

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}}$$

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.

$$N_d = N_{ser} = G + Q$$

$$N_d = 733.441 + 67.984 = 801.425 \text{ KN} = 801425 \text{ N}$$

$$B_r = 550 \times 650 = 357500 \text{ mm}^2, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{801425}{357500 \times 25} = 0.1 \leq 0.3 \dots (c.v)$$

Selon le pré dimensionnement effectué; cette condition est vérifiée.

2- Vérification poteau du coin (D-1) : C.B.A.93 (B.8.4.1)

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ

pour : $\lambda \leq 50$
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

pour : $50 \leq \lambda \leq 70$
$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{L_f}{i}$).

L_f : Longueur de flambement.

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1.5$ (Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1.15$ (Situation accidentel).

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

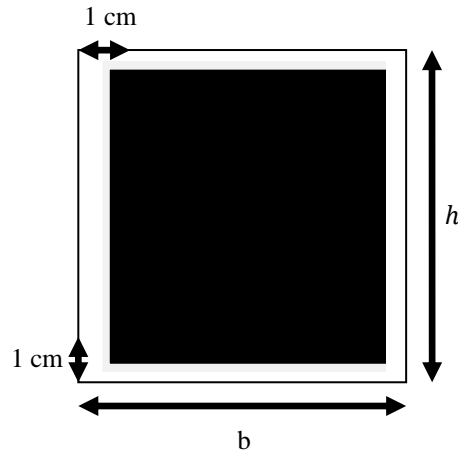
f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

A_s : Section d'acier comprimée.

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

toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$

- Section de poteaux :



$$B_r = (b - 2)(h - 2) = (55 - 2)(65 - 2) = 3339 \text{ cm}^2 = 333900 \text{ mm}^2$$

○ Section d'acier A (RPA) :

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

$$A_{min} = 0.8 \times \frac{B}{100} = 0.8 \times \frac{55 \times 65}{100} = 28.60 \text{ cm}^2 = 2860 \text{ mm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0 = 1.86 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{0.55 \times 0.65^3}{12 \times 0.55 \times 0.65}} = 0.18$$

pour : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{1.86}{0.18} = 10.33$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.33}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.33}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

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

$$Nu = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow Nu = (1.35 \times 733.441) + (1.5 \times 67.984) = 1092.121 \text{ KN}$$

$$\bar{N}u = 0.83 \left[\frac{333900 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2860 \times 400}{1.15} \right] = 5957836.232 \text{ N} = 5957.836 \text{ KN}$$

$Nu = 1092.121 \text{ KN} \leq \bar{N}u = 5957.836 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux Sont convenables $(55 \times 65) \text{ cm}^2$.

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE III

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.

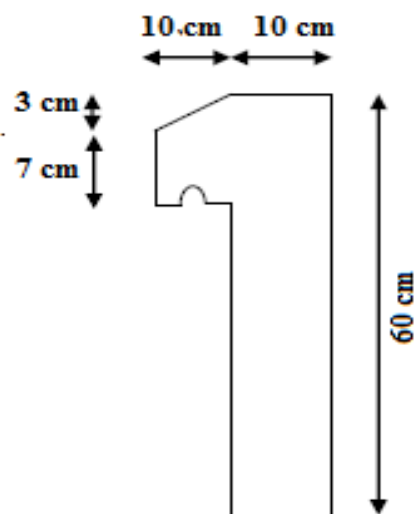


Fig. III.1. Vue en plan d'un acrotère

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 $b=100\text{cm}$
- 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 (la base).

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

$$N_u = G = 171.25 \text{ kg}$$

$$T = Q = 100 \text{ kg}$$

III.2.4. Combinaison d'action

✚ E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1 \times 1712.5 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = (Q \times h) = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

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

✚ E.L.S :

$$N_{ser} = N_u = g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = (Q \times h) = 600 \text{ N.ml}$$

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

(RPA 99 version 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

$$A = 0.15$$

$$W = 1.7125 \text{ k N/ml}$$

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

III.2.6. Calcul du ferrailage

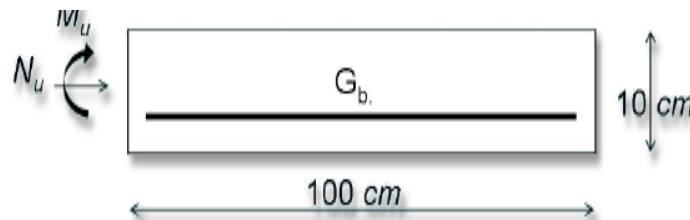


Fig. III.2 : section à ferrailier

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 :

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

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section. Dans la section est partiellement comprimée, et par conséquence 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 :

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 934.25 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.134 < \mu l = 0.392$$

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}}{0.8} = 0.017$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}}{0.8} = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.017) = 0.993$$

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

C. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} \quad ; \quad A_1^u = 0$$

N : est un effort de compression.

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

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

✚ E.L.S :

A. Détermination de l'excentricité du centre de pression :

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

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 $\eta = 1.6$ pour les barres HA.

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

C. Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_1^{ser} = 600 + 1712.5 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \times b \times d^2} = \frac{534.25}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006 \quad (\mu = 0.0006, \beta_1 = 0.956, K = 0.0095)$$

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

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{b1} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad A^* = 0$$

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

D. Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_{ser}^1 - \frac{N_{ser}}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

$$\text{On adopte : } A_l = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{100 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6.3. Armatures de répartition

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \times A^l \quad \Rightarrow \quad A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \times 1.13 = (0.283, 0.565)$$

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

III.2.6.4. Espacement des armatures

$$S_L = (33; 25) \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(40; 45) = 40 \text{ cm (c.v)}$$

$$A_l = 5\phi 8 \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A^r = 3\phi 6 \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.2.7. Présentation du ferrailage

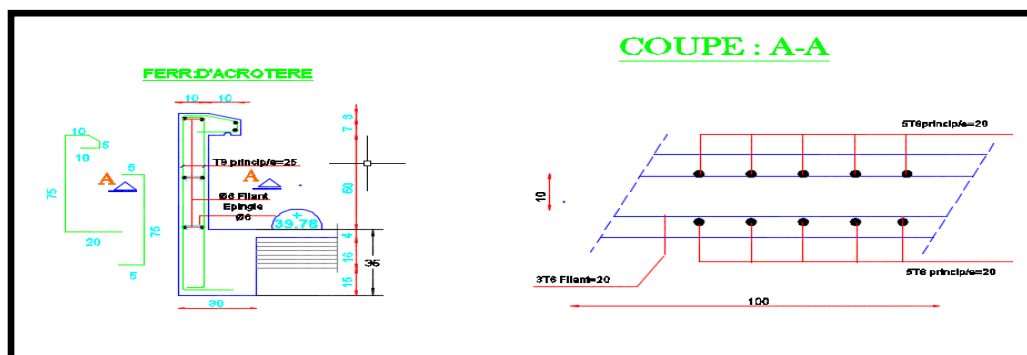


Fig. III.3 : schéma de ferrailage de l'acrotère

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.

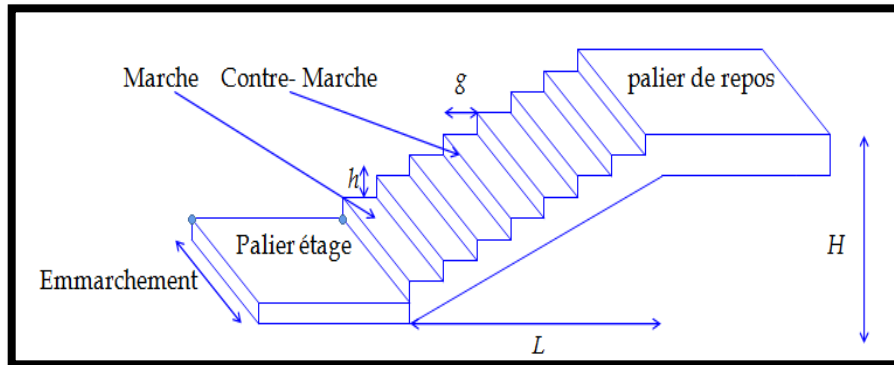


Fig. III.4 : Dessin en élévation de l'escalier

✚ Combinaison des charges :

- La volée :

$$G = 7.06 \text{ KN/m}^3$$

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

- Le palier :

$$G = 4.79 \text{ KN/m}^3$$

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

- 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 :

Combinaison	La volée (P1)	Le palier (P2)
E.L.U(N/ml)	13281	10216.5
E.L.S(N/ml)	9560	7290

Tab. III.1 : Calcul des combinaisons

III.3.3. Détermination des sollicitations

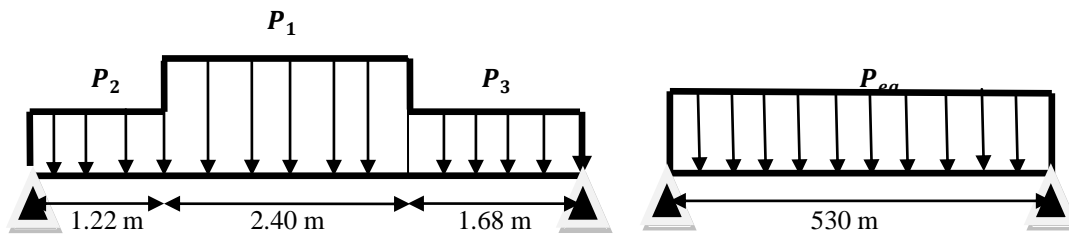


Fig. III.5 : schéma de charges équivalentes

La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2 + P_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Le moment isostatique :

$$M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$$

M_a : Moment en appuis $M_a = 0.3 M_0$

M_t : Moment en travée $M_t = 0.85 M_0$

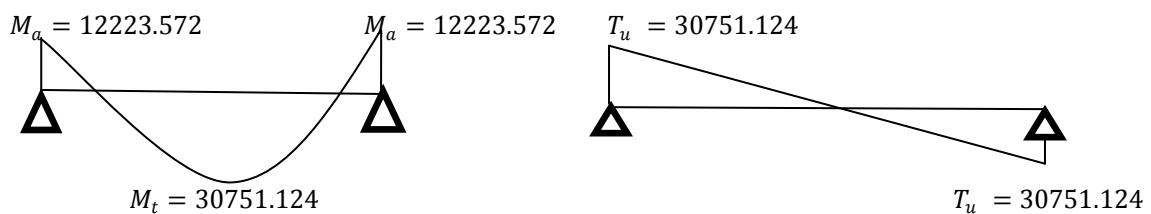
L'effort tranchant :

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

Tableau récapitulatif :

	P_{eq} (N/m l)	M_0 (N.m)	M_a (N.m)	M_t (N.m)	T_u (N)
ELU	11604.198	40745.240	12223.572	34633.454	30751.124
ELS	8317.924	29206.313	8761.894	24825.365	22042.986

- E.L.U :



- E.L.S

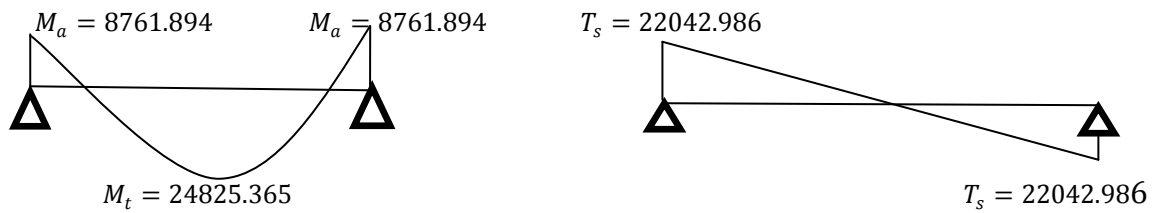


Fig. III.6 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

III 3.4. Calcul du ferrailage

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

III.3.4.1 Les armatures longitudinal

A. E.L.U :

$$F_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad \text{Avec} \Rightarrow \mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$$

L'enrobage: $c = 2 \text{ cm}$; $e = 12 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times e = 10.8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha); \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right); A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Designation	M_u (N.m)	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	As (cm ²)
Travée	30751.124	0.185	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.257	0.896	9.13
Appui	12223.572	0.073	0.392	$\mu < \mu_l$	0	0.094	0.962	3,38

B. E.L.S :

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:

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

Designation	$\bar{\alpha}$	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	Condition
Travée	0.369	30751.124	24825.365	1.238	25	0.257	Verifier
Appui	0.44	12223.752	8761.894	1.395	25	0.962	Verifier

- Condition de non fragilité CBA93art(A.4.2.1)

$$A_s \min \geq 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \min \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal CBA93 art(B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A \min(\max) = \max(A_s \min; A_{\min}) = A_s \min = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A = \max(A_s; A_s \min) = \max(9.13, 1.30) = 9.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.80 \text{ cm}^2$$

Designation	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min \max}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	9,13	1.30	9.13	6HA14=9.24
Appui	3,38	1.30	3,38	6HA10=4.71

- Armatures de repartition :

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

Designation	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{r \text{ adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	9,24	2.35	3HA10=2,36
Appui	4,71	1.17	3HA8=1.51

III.3.4.2 Espacement entre les armatures (BAEL 91 A.8.2.42)

- A. Armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(36; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } s_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

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

B. Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(48; 45) = 45\text{cm}$$

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

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

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_\mu = \frac{T_\mu}{b \times d} = \frac{16106,281}{1000 \times 108} = 0,284\text{MPa} \quad \text{CBA93 art(A.5.1.1)}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}(c.v)$$

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow \frac{12}{530} = 0,022 \leq \frac{0,85}{10} = 0,085(c.n.v)$$

$$2) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,13}{100 \times 10,8} = 0,008 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105(c.v)$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{530} = 0,022 \leq \frac{1}{16} = 0,0625085(c.n.v)$$

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 :

$$\Delta f_t = (fv - fj) + (fp - fg) < f_{adm}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m Selon CBA93 art (B.6.5. 3).

- La paillasse :

Position du centre de gravité de la section homogène:

$$y_G = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A \times d}{b \times h + \eta \times A} = \frac{100 \times 12 \times \frac{12}{2} + 15 \times 9,13 \times 10,8}{100 \times 12 + 15 \times 9,13} = 6,49\text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

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

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 12^3}{12} + 100 \times 12 \left(\frac{12}{2} \times 6,49 \right)^2 \right] + 15 \times 9,13 (10,8 - 6,49)^2$$

$$I_0 = 1836532,317\text{cm}^4$$

Déformations instantanees :

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

$$\rho = \frac{a}{b_0 \times d} = \frac{9.13}{100 \times 10.8} = 0.008$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.008} = 2,625$$

Déformations de longue durée:

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.008} = 1.05$$

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) :

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plaine} \times L_{palier}) + (poide\ de\ la\ paille\asse + poide\ de\ marche) \times L_{paille\asse}}{L_{palier} + L_{paille\asse}}$$

Charge après mise du revêtement (g) :

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

$$g_{eq} = \frac{(4790 \times 1.22) + (4790 \times 1.68) + (7060 \times 2.40)}{1.22 + 2.40 + 1.68} = 5817.925 N/ml$$

Charge à l'E.L.S :

$$P = g_{eq} + Q = +5817.925 + 2500 = 8317.92 N/ml$$

Les moments correspondants :

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{4506,226 \times 5.30^2}{8} = 15822.486 N/ml$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5817.925 \times 5.30^2}{8} = 20428.189 N/ml$$

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{8317.92 \times 5.30^2}{8} = 29206.296 N/ml$$

Calcul des contraintes :

$$\rho_l = \rho \times 100 = 0.008 \times 100 = 0.8$$

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

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{15822.486}{9.13 \times 0.910 \times 10.8} = 176.335 MPa$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{20428.189}{9.13 \times 0.910 \times 10.8} = 227.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_l \times d} = \frac{29206.296}{4.80 \times 0.910 \times 10.8} = 325.49 \text{ MPa}$$

Calculs de coefficients μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 176.335 + 2.1} = 0.53$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 227.66 + 2.1} = 0.61$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 325.49 + 2.1} = 0.71$$

Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.90 \text{ MPa}$$

Calculs des instantané :

$$I_0 = 1836532,317 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 1836532.317}{1 + 2.62 \times 0.53} = 845761.345 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1836532.317}{1 + 2.62 \times 0.61} = 777532.733 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 1836532.317}{1 + 2.62 \times 0.71} = 706309.191 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1836532.317}{1 + 1.05 \times 0.61} = 1231445.016 \text{ cm}^4$$

Fleche correspondent :

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{15822.486 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 845761.345} = 0.02 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{20428.189 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 777532.733} = 0.02 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{29206.296 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 706309.191} = 0.04 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{20428.189 \times 530^2}{10 \times 10818.90 \times 1231445.016} = 0.06 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{tot} = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.06 - 0.02) + (0.04 - 0.02) = 0,06 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11 :

$$\Delta f_{tot} \leq f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L = 530 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{tot} = 0.06 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.06 \text{ cm (c.v)}$$

III.3.9. Ferrailage de l'escalier:

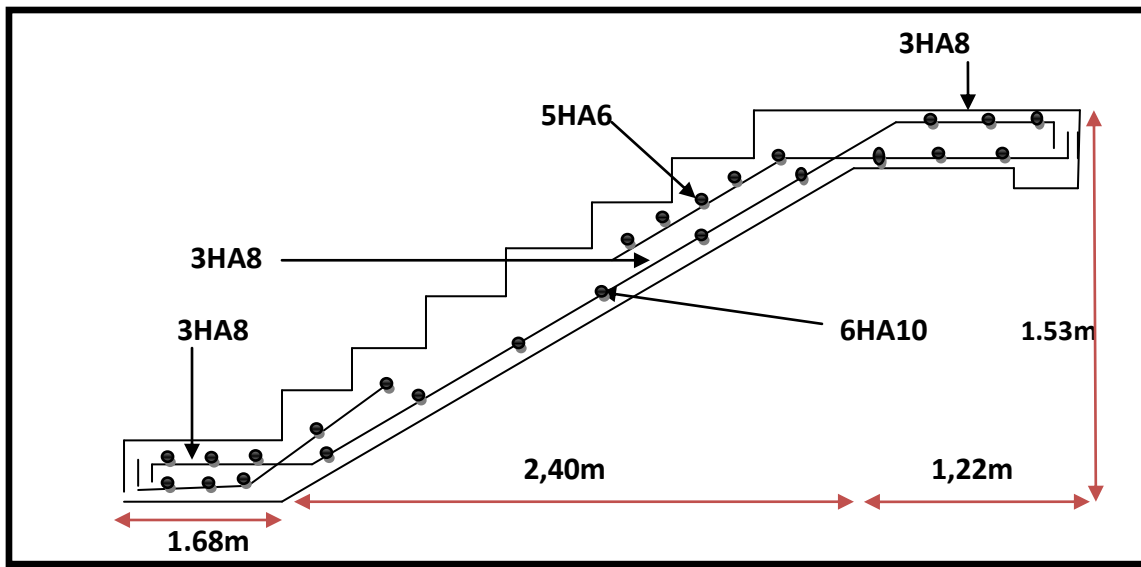


Fig. III.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4. POUTRE PALIERE:

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

III.4.1. Dimensionnement

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow $b = 35 > 20$ *condition vérifiée*
- $h \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow $h = 40 \geq 30$ *condition vérifiée*
- $\frac{h}{b} < 4$ \Rightarrow $\frac{40}{35} = 1.33 < 4$ *condition vérifiée.*

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière $(35 \times 40)cm^2$.

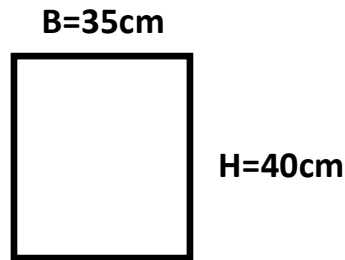


Fig. III.8 : poutre palière

III.4.2. Evaluations des charges

Poids propre de la poutre :

$$0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

poids du mur :

$$g_m = 2.81 \times \left[\left(3 \cdot \frac{0.6}{2} \right) - 0.35 \right] = 3.32 \text{ KN/ml}$$

Poids de palier :

$$G = 4.79 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la paillasse :

$$G_p = 7.06 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{du} = 4.79 \times 1 = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Pu} = 7.06 \times 1 = 7.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{(4.79 \times 1.22) + (7.06 \times 2.40)}{2} + 3.50 + 3.32 = 18.21 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. Combinaison d'action

- ELU :

$$P_u = 1.35 \times 18.21 + 1.5 \times 2.5 = 28.33 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$P_{ser} = 18.21 + 2.5 = 20.71 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Ferrailage

- ELU :

En Travée :

$$M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{28.33 \times 5.575^2}{24} = 36.68 \text{KN.m}$$

En appui :

$$M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{28.33 \times 5.575^2}{12} = 73.38 \text{KN.m}$$

$$T_u = \frac{P \times L}{2} = \frac{28.33 \times 5.575}{2} = 78.96 \text{KN}$$

En Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{36680}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.06 = 0.97$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{36680}{348 \times 0.97 \times 37} = 2.93 \text{cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{73380}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_l = 0.392$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.15 = 0.94$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{73380}{348 \times 0.94 \times 37} = 6.06 \text{cm}^2$$

- Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{20.71 \times 5.575^2}{24} = 26.82 \text{KN.m}$$

En travée :

vérification à l'E.L.S :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{36.68}{26.82} = 1.37$$

$$\alpha = 0.06 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \text{ (c. v)}$$

En appui :

$$\alpha = 0.15 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \text{ (c. v)}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 37 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{cm}^2$$

- Pourcentage minimale CBA93 article (B.6.4)

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

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 35 \times 40 \Rightarrow A'_{min} \geq 1.4 \text{cm}^2$$

- Pourcentage minimal RPA99

$$A_{min}^{RPA} = 0.5 \% b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{cm}^2$$

- Choix de ferrailage :

1. En travée :

$$A_s = \max(2.93 ; 1.56 ; 1.4 ; 7) \Rightarrow A_s = 7 \text{cm}^2$$

2. En appuis :

$$A_s = \max(6.06 ; 1.56 ; 1.4 ; 7) \Rightarrow A_s = 7 \text{cm}^2$$

Section	A cal(cm ²)	A' _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPa} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
travée	2.93	1.56	1.4	7	7.70	5HA14
appuis	6.06	1.56	1.4	7	10.05	5HA16

III.4.5. Vérification

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{78.96}{0.35 \times 0.37} = \frac{609.729KN}{m^2} = 0.609MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3.33MPa > \tau_u = 0.609 MPa$$

III.4.5.2. Armatures transversales

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

$$S = \min \left(\frac{h}{4} \cdot 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{40}{4} \cdot 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 10cm$$

- **La zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05cm^2 ; \text{on adopte } 4\phi 8(2.01cm^2)$$

Soit (cadre deHA10 et étrier de HA10)

- **La zone courante**

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 35 = 2.01cm^2 ; \text{on adopte } 4\phi 8(2.01cm^2)$$

Soit (cadre deHA10 et étrier de HA 10)

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

D'après le CBA93on doit vérifier les 3 conditions suivantes:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{575.5} = 0.07 \geq \frac{36.68}{10 \times 73.38} = 0.05 \quad (c.v)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{7}{35 \times 37} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (c.v)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{575.5} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (c.v)$$

III.4.5. Ferrailage de la poutre palière

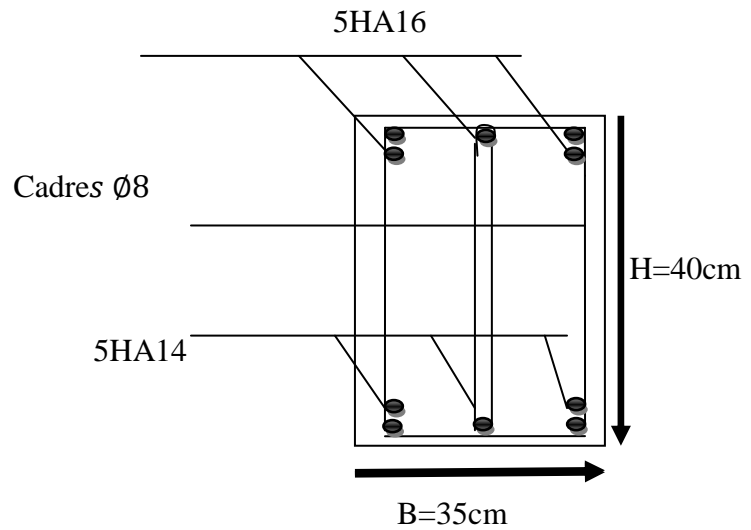


Fig. III.9 : Ferrailage de poutre palière

III.5. BALCON

III.5.1. Étage courant:

Charge permanente: $G = 4560\text{N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500\text{N/m}^2$

Murs extérieurs: $G = 2810\text{N/m}^2$

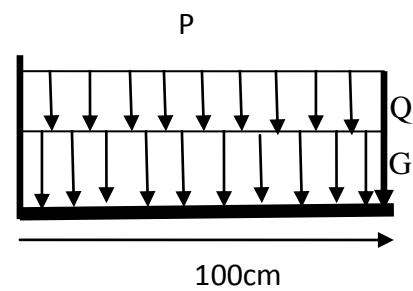


Fig. III.10 : Schéma statique des charges de balcon

III.5.2. Calculs des sollicitations

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

On prend une bande de 1m

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

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

- $M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$

$$M_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1^2}{2} + 1.35 \times 8149 \times 1 \Rightarrow M_u = 16704.15\text{ Nm}$$

- $M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$

$$M_{ser} = (4560 + 3500) \times \frac{1^2}{2} + 8149 \times 1 \Rightarrow M_{ser} = 12179Nm$$

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

$$T_u = (1.35 \times 4560 + 1.5 \times 3500) \times 1 + 1.35 \times 8149 \Rightarrow T_u = 22407.15N$$

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 : $C = 2cm$; $d = h - C = 12 - 2 = 10cm$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{16704.15}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.117 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée :

$$\mu = 0.117 \Rightarrow \alpha = 0.155 \Rightarrow \beta = 0.94$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{16704.15}{348 \times 0.94 \times 10} = 5.11cm^2$$

III.5.3.1. Vérification

- Vérification à l'E.L.U :

Condition de non fragilité CBA93 article (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21cm^2$$

pourcentage minimal CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2cm^2$$

Contrainte de cisaillement CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 22407.15N$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b \times d} = \frac{22407.15}{1000 \times 120} = 0.18$$

Comme la fissuration est peu nuisible:

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

$$\bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_\mu = 0.18 \quad (c. v)$$

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 :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16704.15}{12179} = 1.37$$

$$\alpha = 0.155 \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad (c. v)$$

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:

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min}^*) = \max(1.2; 1.21; 5.11) \text{ cm}^2$$

$$A = 5.11 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } A = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

armature longitudinal

$$S_L = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

armature de répartition :

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

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{12}{100} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (c. v)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{5.11}{100 \times 10} = 0.00511 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (c. v)$$

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

III.5.5. Ferrailage du balcon

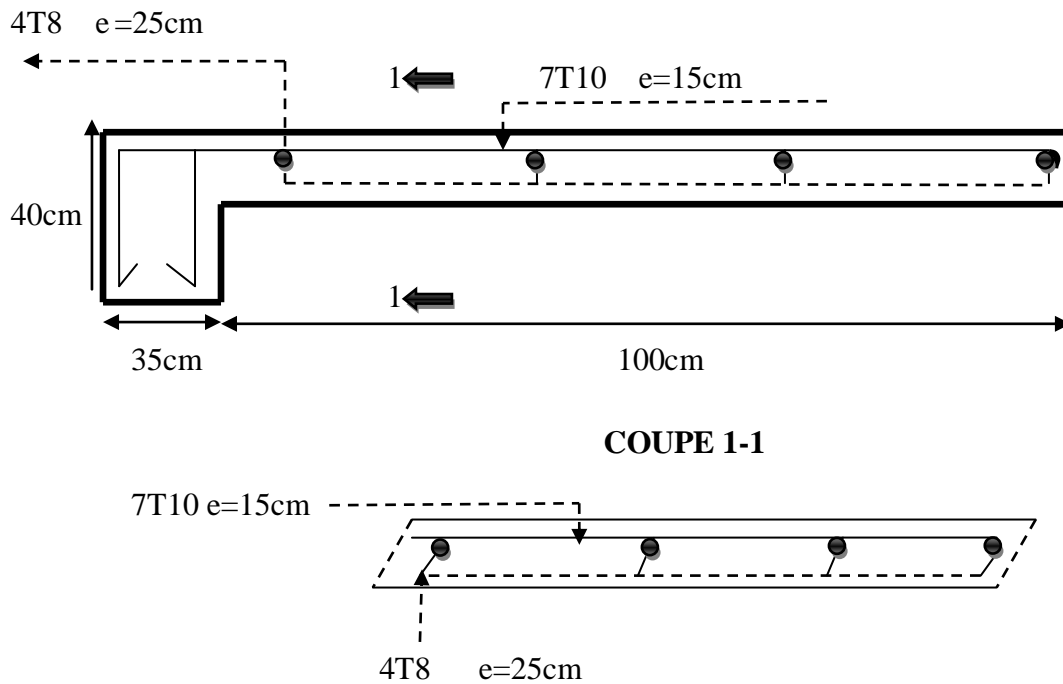


Fig. III.11 : plan de ferrailage du balcon(E.C)

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

- $M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$

$$M_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times \frac{1^2}{2} + 1.35 \times 1712.5 \times 1 \Rightarrow M_u = 6693.338 \text{ Nm}$$

- $M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L$

$$M_{ser} = (5380 + 1000) \times \frac{1^2}{2} + 1712.5 \times 1 \Rightarrow M_{ser} = 4902.5 \text{ Nm}$$

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

$$T_u = (1.35 \times 5380 + 1.5 \times 1000) \times 1 + 1.35 \times 1712.5 \Rightarrow T_u = 11074.875 \text{ N}$$

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: $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{6693.338}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.058 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée :

$$\mu = 0.058\alpha = 0.07\beta = 0.97$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{6693.338}{348 \times 0.97 \times 9} = 2.20 \text{ cm}^2$$

III.5.7. Vérification

Vérification à l'E.L.U

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

- pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 6693.338 \text{ N}$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b \times d} = \frac{11074.875}{1000 \times 120} = 0.09$$

- La fissuration est préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_\mu = 3.26 \text{ MPa} > \tau_\mu = 0.09 \quad (c. v)$$

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.

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6693.338}{4902.5} = 1.36$$

$$\alpha = 0.07 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad (c. v)$$

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 a E.L.S.

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{min}^*) = \max(2.20; 1.08; 3)cm^2$$

Soit : $A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.88cm^2$$

Soit : $A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures

armature longitudinal :

$$S_L = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

armature de répartition

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

$$S_r = \frac{100}{4} = 25cm$$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{12}{100} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (c. v)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3}{100 \times 9} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (c. v)$$

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

III.5.9. Ferrailage des balcons

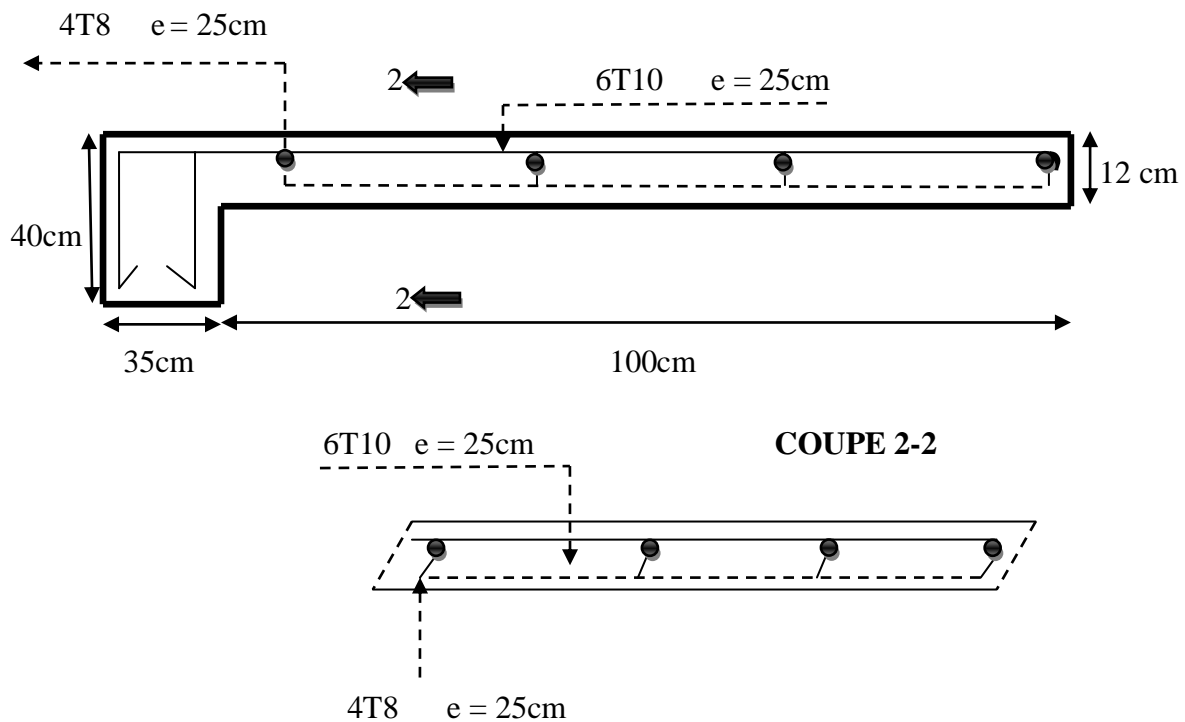


Fig. III.12 : plan de ferrailage du balcon (E.C)

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.6.4. Calcul des poutrelles

1. méthodes forfaitaire :

Condition d'application :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{Kg} \cdot \text{m}^2 \end{array} \right\}$$

Les moments d'inertie constante (I_1, I_2, I_3, \dots)

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

La fissuration peu nuisible

2. Méthode de Caquot :

Condition d'application :

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

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 :

$$M_T \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) - \frac{M_W + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \quad \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \quad \text{travée intermédiaire}$$

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

C. Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm}$$

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

III.6.6. Valeur des efforts tranchants

$$T^d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$T^g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

T^d : l'effort tranchant à droite de la travée.

T^g : l'effort tranchant à gauche de la travée.

III.6.7. Les combinassions d'action

✓ Plancher étage courant :

Charge permanente : $G = 5600 \text{ N/m}^2$

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

✓ Plancher terrasse :

Charge permanente : $G = 6610 \text{ N/m}^2$

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

▪ E.L.U :

$$P_{uEC} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5600 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6376,5 \text{ N/ml}$$

$$P_{uterrasse} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6610 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6775,27 \text{ N/ml}$$

▪ E.L.S :

$$P_{sEC} = (G + Q) \times 0,65 = (5600 + 1500) \times 0,65 = 4615 \text{ N/ml}$$

$$P_{sterrasse} = (G + Q) \times 0,65 = (6610 + 1000) \times 0,65 = 4946,5 \text{ N/ml}$$

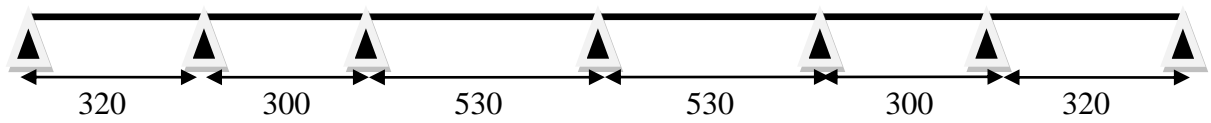
III.6.8. Calcul des planchers a corps creux

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

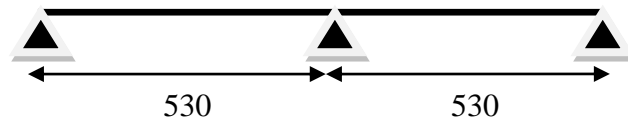
III.6.8.1. Types des nervures

Trois(3) types des poutrelles à calculer :

✓ **Types 1** : plancher repose sur (7) appuis :



✓ **Types 2**: plancher repose sur (2) appuis :



✓ **Types 3**: plancher repose sur (6) appuis :

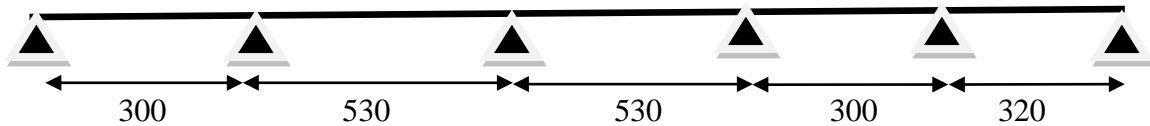


Fig.III.13 : Types des nervures.

III.6.8.2. Détermination des sollicitations

III.6.8.2.1. Planter terrasse

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q = 1000N ; G = 6610N$$

$$1000 \leq 2 \times 6610 = 13220N \dots (c. v)$$

Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I) condition vérifié

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

$$\frac{3.20}{3} = 1.06 \dots (c. v)$$

Fissuration peu nuisible Condition vérifié.

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\alpha_{terres} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 6610} 0.13$$

A. Type 01 :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis :

✓ ELU :

M_a	A	B	C	D	E	F	J
Valeur	1734.47	3811.09	9515.86	9515.86	3048.87	4336.17	1734.47

✓ ELS :

M_a	A	B	C	D	E	F	J
Valeur	1266.30	2782.41	6947.35	6947.35	2225.93	3165.76	1266.30

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :

✓ ELU :

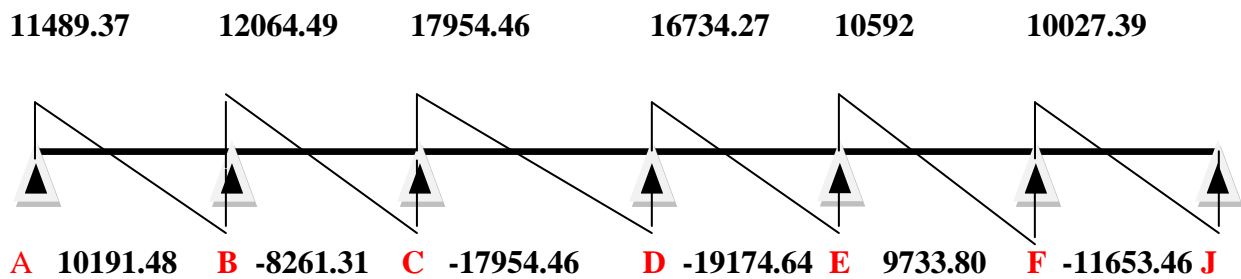
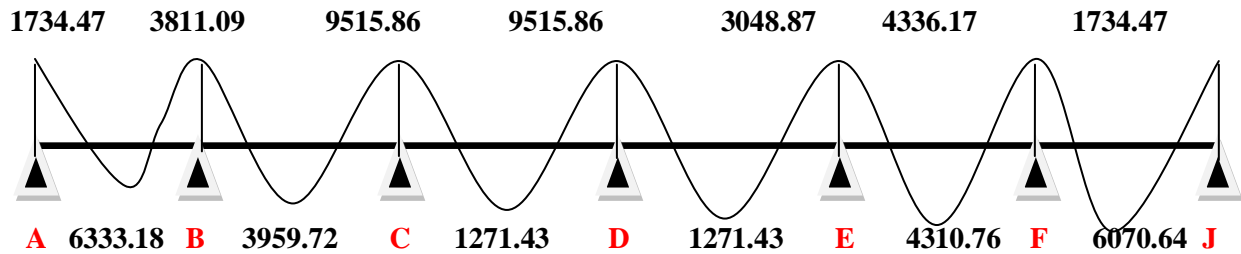
Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-J
L(m)	3.20	3	5.30	5.30	3	3.20
P_u (N)	6775.27	6775.27	6775.27	6775.27	6775.27	6775.27
M_0 (N.M)	8672.35	7622.18	2378.67	2378.67	7622.18	8672.35
M_g (N.M)	1734.47	3811.09	9515.86	9515.86	3048.87	4336.17
M_d (N.M)	3811.09	9515.86	9515.86	3048.87	4336.17	1734.47
M_t (N.M)	6333.187	3959.72	1271.43	1271.43	4310.76	6070.64
T_g (N)	11489.37	12064.49	17954.46	16734.27	10592	10027.39
T_d (N)	-10191.48	-8261.31	-17954.46	-19174.64	-9733.80	-11653.46

✓ ELS :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-J
L(m)	3.20	3	5.30	5.30	3	3.20
P_s (N)	4946.5	4946.5	4946.5	4946.5	4946.5	4946.5
M_0 (N.M)	6331.52	5564.81	17368.39	17368.39	5564.81	6331.52
M_g (N.M)	1266.30	2782.41	6947.35	6947.35	2225.93	3165.76
M_d (N.M)	2782.41	6947.35	6947.35	2225.93	3165.76	1266.30
M_t (N.M)	4623.73	2890.91	9022.87	9022.87	3147.20	4432.06

T_g (N)	8388.18	8808.06	13108.22	12217.39	7733.02	7320.81
T_d (N)	-7440.61	-6031.43	-13108.22	-13999.05	-7106.47	-8507.98

ELU:



ELS :

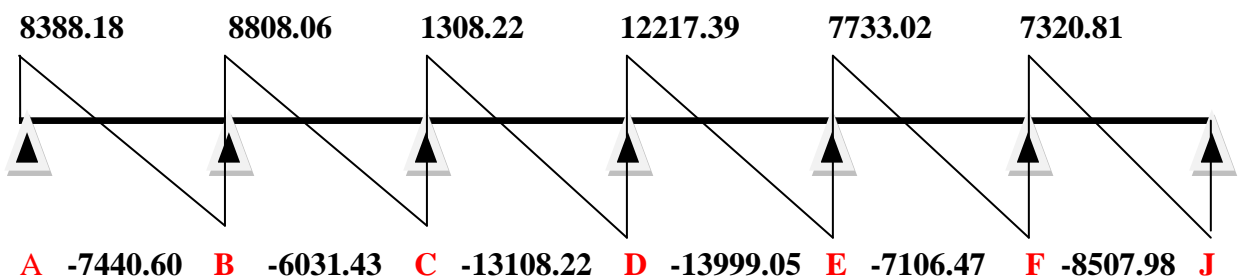
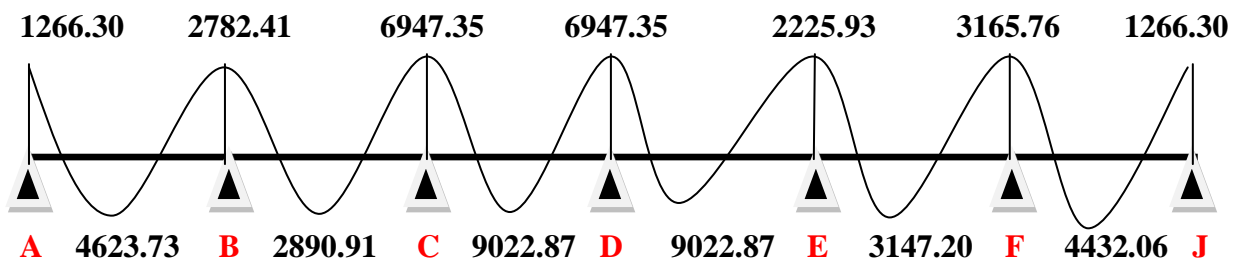


Fig. III.14 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01

✚ **Type 02 :**

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis :

✓ ELU :

M_a	A	B	C
Valeur	4757.93	14273.80	4757.93

✓ ELS :

M_a	A	B	C
Valeur	3473.67	10421.03	3473.67

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :

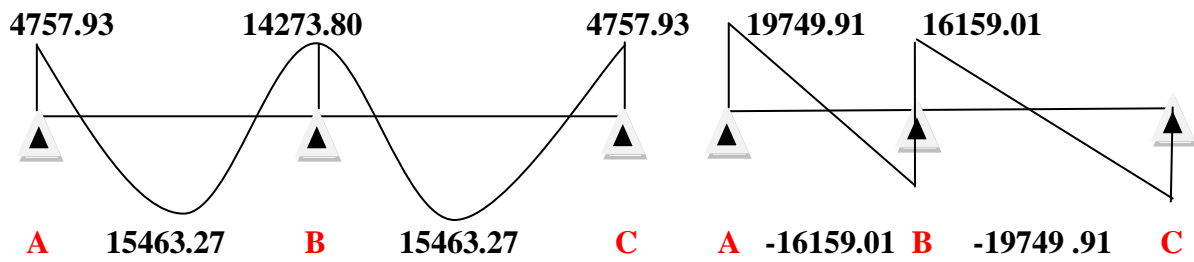
✓ ELU :

Travée	A-B	B-C
L (m)	5.30	5.30
P_u (N)	6775.27	6775.27
M₀ (N.M)	23789.66	23789.66
M_g (N.M)	4757.93	14273.80
M_d (N.M)	14273.80	4757.93
M_t (N.M)	15463.27	15463.27
T_g (N)	19749.91	16159.01
T_d (N)	-16159.01	-19749.91

✓ ELS :

Travée	A-B	B-C
L (m)	5.30	5.30
P_s (N)	4946.5	4946.5
M₀ (N.M)	17368.39	17368.39
M_g (N.M)	3473.67	10421.03
M_d (N.M)	10421.03	3473.67
M_t (N.M)	11289.45	11289.45
T_g (N)	14419.04	11797.39
T_d (N)	-11797.39	-14419.04

✓ ELU :



✓ ELS :

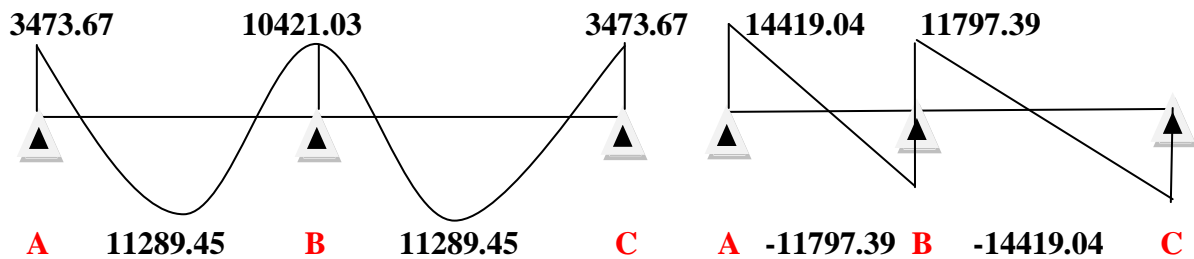


Fig. III.15 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02

III.6.8.2.2. Plancher étage courant

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q = 1500 \text{ N}; G = 5600 \text{ N}$$

$$1500 \leq 2 \times 5600 = 11200 \text{ N} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les moments d'inertie des poutres sont constantes (I) condition vérifiée

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

$$\frac{3.20}{3} = 1.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible Condition vérifiée

✓ Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens

Longitudinal

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 5600} = 0.21$$

A. Type 01 :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis

✓ E.L.U.:

M_a	A	B	C	D	E	F	J
Valeur	1632.38	3586.78	8955.79	8955.79	2869.42	4080.96	1632.38

✓ E.L.S.:

Ma	A	B	C	D	E	F	J
Valeur	1181.44	2595.93	6481.76	6481.76	2076.75	2953.6	1181.44

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :

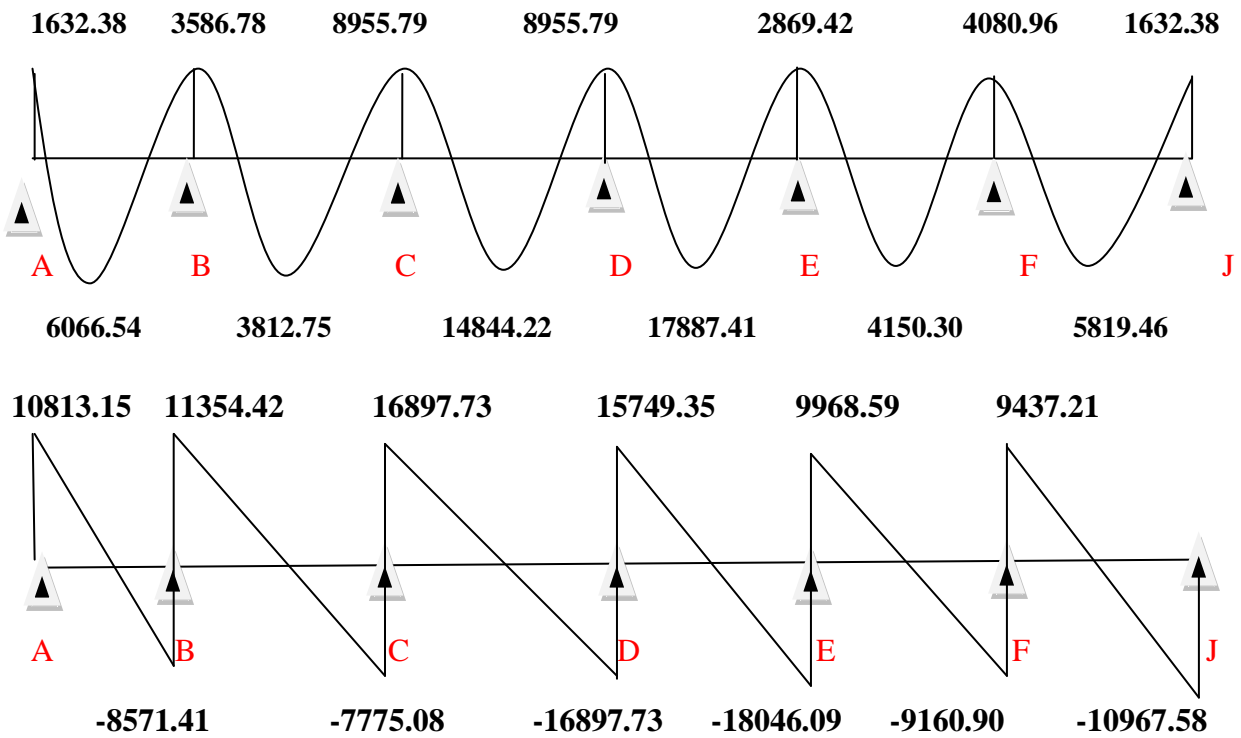
✓ E.L.U.:

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-J
L(m)	3.20	3	5.30	5.30	3	3.20
$P_u N$	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5	6376.5
$M_0(N.M)$	8161.92	7173.56	22389.48	22389.48	7173.56	8161.92
$M_g(N.M)$	1632.38	3586.78	8955.79	8955.79	2869.42	4080.96
$M_d(N.M)$	3586.78	8955.79	8955.79	2869.42	4080.96	1632.38
$M_t(N.M)$	6066.54	3812.75	14844.22	17887.41	4150.30	5819.46
$T_g(N)$	10813.15	11354.42	16897.73	15749.35	9968.59	9437.21
$T_d(N)$	-8571.41	-7775.08	-16897.73	-18046.09	-9160.90	-10967.58

✓ E.L.S.:

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-J
L(m)	3.20	3	5.30	5.30	3	3.20
$P_s N$	4615	4615	4615	4615	4615	4615
$M_0(N.M)$	5907.2	5191.87	16204.41	16204.41	5191.87	5907.2
$M_g(N.M)$	1181.44	2595.93	6481.76	6481.76	2076.75	2953.6
$M_d(N.M)$	2595.93	6481.76	6481.76	2076.75	2953.6	1181.44
$M_t(N.M)$	4390.66	2759.48	10743.52	12946.03	3003.77	4211.83
$T_g(N)$	7826.03	8217.77	12229.75	1139.62	7214.78	6830.2
$T_d(N)$	-6941.97	-5627.22	-12229.75	-13060.88	-6630.22	-7937.8

✓ E.L.U.:



• E.L.S.:

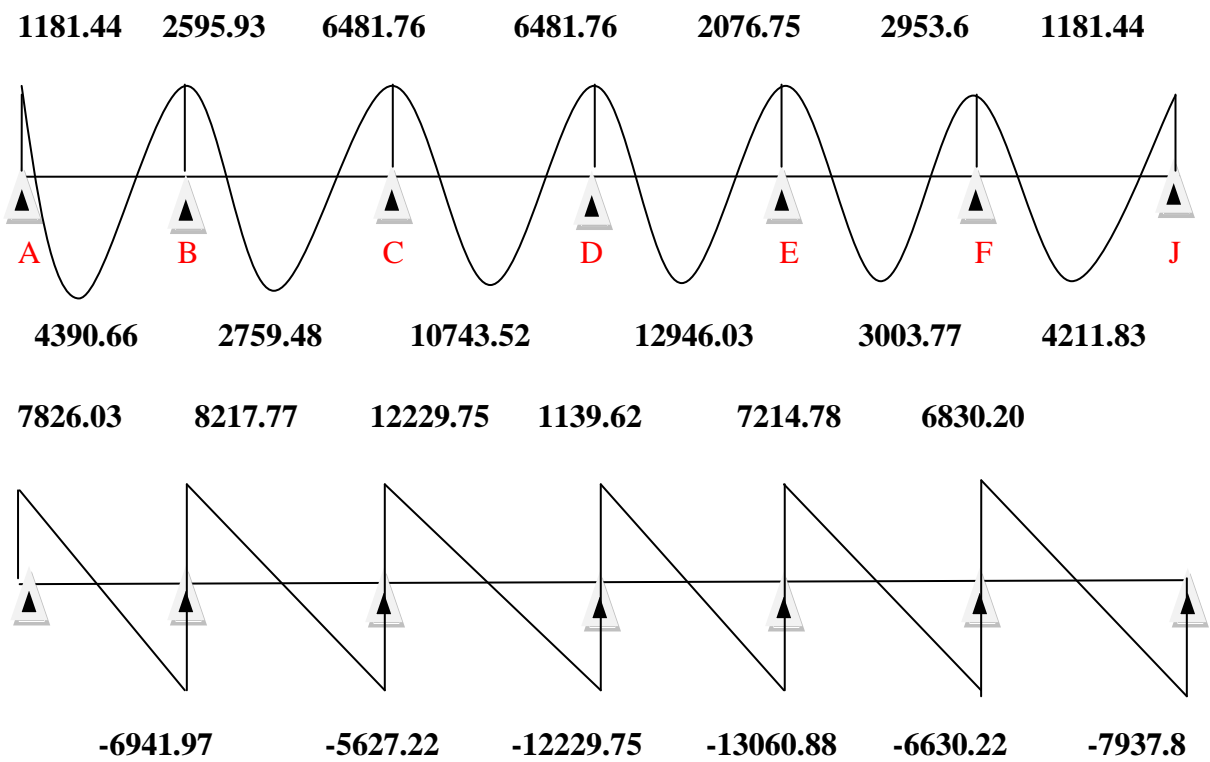


Fig. III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 01

1. Type 02 :

Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

✓ E.L.U:

Ma	A	B	C
Valeur	4477.89	13433.69	4477.89

✓ E.L.S :

Ma	A	B	C
Valeur	3240.88	9722.65	3240.88

Tableau récapitulatif pour les moments en travées :

✓ E.L.U :

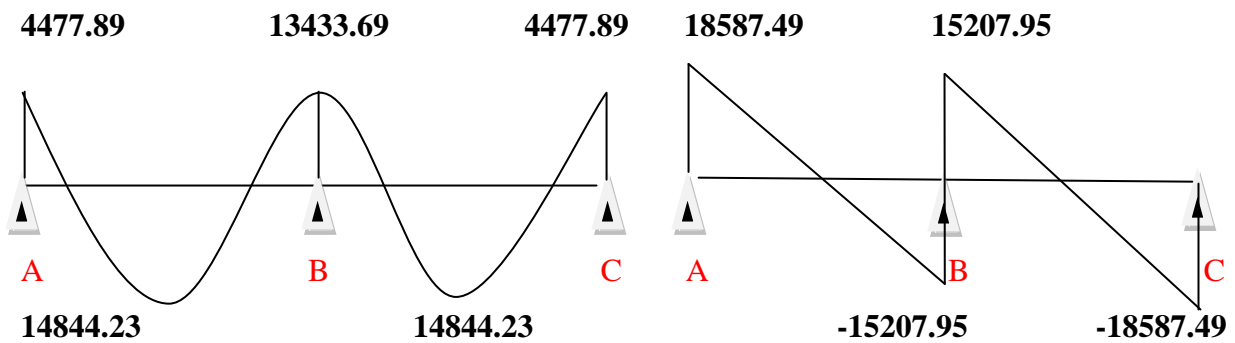
Travée	A-B	B-C
L(m)	5.30	5.30
$P_u(N)$	6376.5	6376.5
$M_0(N.M)$	22389.48	22389.48
$M_g(N.M)$	4477.89	13433.69
$M_d(N.M)$	13433.69	4477.89
$M_t(N.M)$	14844.23	14844.23
$T_g(N)$	18587.49	15207.95
T_dN	-15207.95	-18587.49

✓ E.L.S:

Travée	A-B	B-C
L(m)	5.30	5.30
$P_s(N)$	4615	4615
$M_0(N.M)$	16204.41	16204.41

M_g (N.M)	3240.88	9722.65
M_d (N.M)	9722.65	3240.88
M_t (N.M)	10743.52	10743.52
T_g (N)	13452.72	11006.77
T_d (N)	-11006.77	-13452.72

• E.L.U :



• E.L.S :

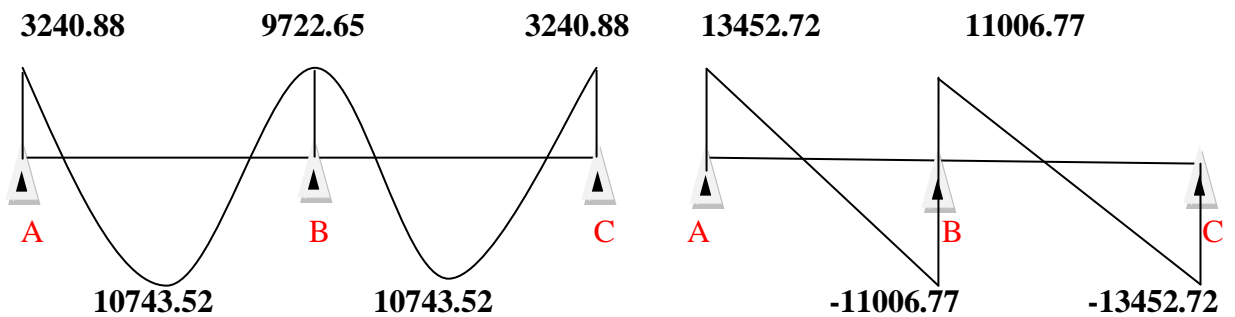


Fig. III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants type 02

III.6.9 : Calcul du ferrailage

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

$$h = 25\text{cm} ; \quad h_0 = 5\text{cm}$$

III.6.9.1 : l'enrobage

$$C \geq C_0 + \frac{\varnothing}{2}$$

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

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte $C = 3\text{cm} \Rightarrow d = h - c = 25 - 3 = 22$

$$d = 22\text{cm}; c = 3\text{cm}$$

	$M_{max}(\text{appui})$	$M_{max}(\text{travée})$	T_{max}
E.L.U	14273.80	17887.41	19749.91
E.L.S	10421.03	12946.03	14419.07

III.6.9.2 : Les armatures longitudinales :

- E.L.U :
- ✚ En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma_b} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 5 \times \left(22 - \frac{5}{2} \right) = 89992.5 \text{ Nm}$$

$$M_t^{max} = 17887.41 \text{ Nm} \leq M_0 = 89992.5 \text{ Nm}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2} = \frac{17887.41}{14.2 \times 65 \times 22^2} = 0.04 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.04 \Rightarrow \alpha = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17887.41}{348 \times 0.98 \times 22} = 2.38 \text{ cm}^2$$

- ✚ 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 $b_0 = 10\text{cm}$

Ma(N.m)	μ	μ_1	α	β	A(cm ²)
14273.80	0.032	0.392	0.04	0.984	1.89

- E.L.S :

D'après le BAEL83

- ❖ La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernent σ_s

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

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}}$$

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	2.38	17887.41	12946.03	1.37	25	0.44	vérifier
Appui	1.89	14273.80	10421.03	1.37	25	0.44	vérifier

- Condition de non fragilité CBA93 art(A.4.2.1)

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$A_{tmin} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal BAEL91(art B.6.4)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 25 = 1,63 \text{ cm}$$

sur Appuis

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 25 = 0,25 \text{ cm}^2$$

Tableau Recapitulative

Elements	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	2.38	1.73	1.63	2.38	2HA14=3.08
Appuis	1.89	0.27	0.25	1.89	2HA12=2.26

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{max})$$

diamètre minimale ϕ_t CBA93 article (A.7.2.2)

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

ϕ_l Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{250}{35}; 14; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_l \leq \min(7.14; 14; 10)$$

Soit . $\phi_t = 8mm \Rightarrow FeE235(BAEL (A.6.1, 252))$

$$A_t = 2\phi_8 = 0,57cm^2$$

III.6.9.3 : Espacement des cadres St CBA93 article (A.5.1, 22)

$$\checkmark S_t(1) \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(19.8; 40)cm \Rightarrow St(1) = 19.8cm$$

$$\checkmark S_t(2) \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4} \times b_0 = 0.57 \times \frac{235}{0.4} \times 10 = 33.48cm$$

$$St(3) \leq \frac{[0,9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)At]}{[10 \times \gamma_s(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)]}$$

$k=1 \Rightarrow$ flexion simples

$$S_t(3) \leq \frac{0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57}{[10 \times 1,15(1 - 0,3 \times 2,1 \times 1)]} = 32.58cm$$

$$St \leq \min(St1; St2; St3)$$

$$S_t \leq \min(19.8; 33.48; 32.58) \Rightarrow St = 19.8m$$

Alors en prend : $St=20$ cm

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10cm

III.6.9.4 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente CBA93 article (A.5.1.1)

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

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

$$T_u = 19749.91$$

$$\tau_u = \frac{19749.91}{100 \times 220} = 1$$

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 :

- Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211))

$$\bar{\tau}_\mu = \min\left(\frac{0.20 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\checkmark \bar{\tau}_\mu = \min\left[0.20\left(\frac{25}{1.5}\right); 5Mpa\right] = \min(3,333; 5Mpa) = 3,333MPa$$

$$\checkmark \tau_u = 1 \leq \bar{\tau}_\mu = 3,333MPa \text{ (c. v)}$$

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

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A_u^{max} = 0,9 \times d = 19.8cm \quad T_u = 19749.91$$

$$T_u = 19749.91 \leq 0.267 \times 19.8 \times 10 \times 100 \times 25 = 132165N \text{ (c. v)}$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T_u = 3.08cm^2 = 308mm^2$$

$$A = 308 \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{19749.91}{400} = 56.78 mm^2$$

$$A = 308 mm^2 \geq 56.78 mm^2 \text{ (c. v)}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{530} = 0.05 \geq 0.04 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{25}{530} = 0.05 \geq 0.013 (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{3.08}{65 \times 22} = 0.00215 \leq \frac{3.60}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifiée}$$

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 5cm

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 FeE235 $\Rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A^{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \Rightarrow \text{soit : } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

- ❖ Espacement : (n) : nombres des barres

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

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

- ❖ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A // = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adopte. . $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

- ❖ Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

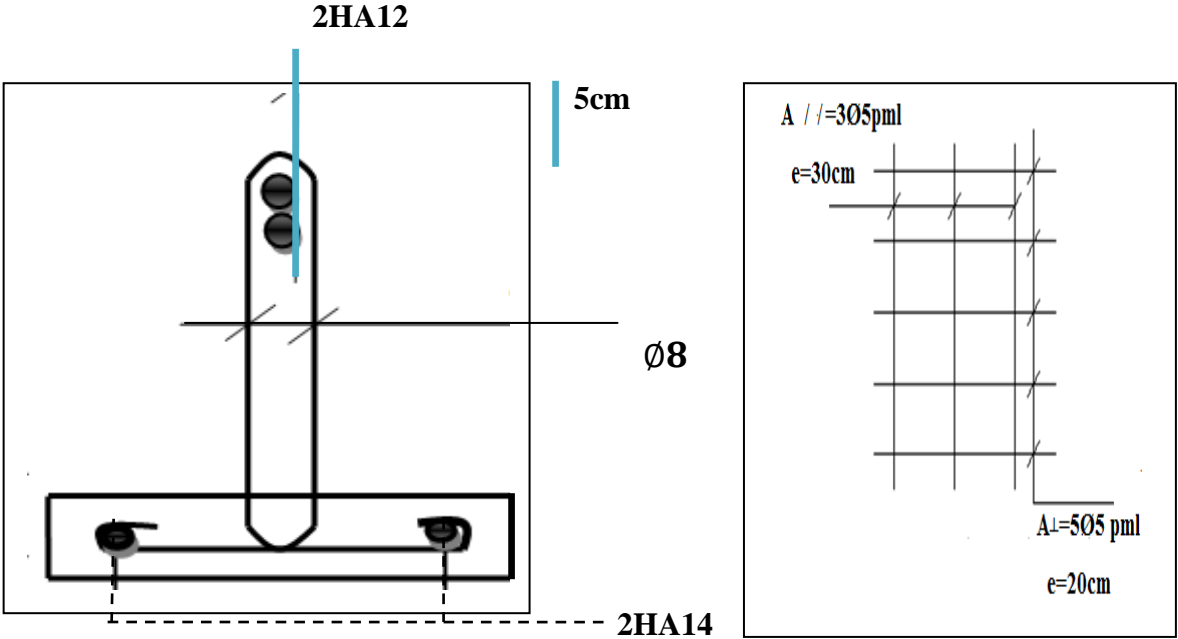


Fig. III.18 : Ferrailage des plancher

CHAPITRE:IV
Etude dynamique et
Etude au vent

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

III.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
- ✚ La méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

IV.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.2.1. Méthodes statique équivalent

- **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 II a et à 30m en zones II b 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 II a :

- ❖ 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 II b 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 spectral:

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 Jijel donc en zone II a.
- ❖ 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 ferme de catégorie S2..
- ❖ La hauteur du structure :

$$h = 27.54 > 23m(\text{zoneII a})$$

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 équivalents

IV.2.4.: Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \Rightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité

T_1, T_2 : 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 ferme \Rightarrow site 2 \Rightarrow Donc $T_1=0.15\text{sec}$ et $T_2=0.4\text{sec}$.

Group D'usage	Zone			
	I	II a	II b	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

Tab IV.1.: coefficient d'accélération de zone A

- A=0.15 tableau 4.1 RPA99/version2003)

Zone sismique II a

Groupe d'usage 2

$\xi = 7\%$. tableau 4.2 du RPA99

{ Portique en béton armé
 Remplissage dense

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.2.: Valeurs de ξ (%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882 \geq 0.7$$

R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3 RPA99/version 2003) ;

- 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 »	P_q	
	Observé	N/observe
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

Tab IV.3.: valeurs des pénalités P_q **IV.3: ESTIMATION DE LA PERIODE 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 RPA99/2003 (Art.4.2.4).

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

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

$$H_N = 27.54 \text{ m}$$

$$C_T = 0.050$$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.60 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$\diamond T_{X,Y} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{X,Y}}} \quad D_X = 26.85 \text{ m} \quad D_Y = 15.03 \text{ m}$$

$$\diamond T_X = 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{26.85}} = 0.47 \text{ sec} \quad T_Y = 0.09 \times \frac{27.54}{\sqrt{15.03}} = 0.64 \text{ sec}$$

$$\diamond T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}; T_{X,Y} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{X,Y}}} \right)$$

$$T = \min(0.60; 0.47; 0.64) = 0.47 \text{ sec}$$

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 variant :**

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
0.93	1.08	1.85	70.83	0	1.85	70.83
0.94	1.06	77.13	72.35	0	75.29	1.51

1.07	0.94	77.25	75.46	0	0.11	3.12
3.07	0.33	86.69	76.81	0	9.44	1.35
3.15	0.32	88.06	87.34	0	1.37	10.53
3.62	0.28	88.1	87.75	0	0.03	0.41
5.89	0.17	92.47	87.91	0	4.38	0.17
6.33	0.16	92.68	92.48	0	0.21	4.57
7.28	0.14	92.76	92.58	0	0.07	0.1
9.58	0.1	95.31	92.65	0	2.55	0.08

Tab IV.4.: Périodes et coefficients de participation modaux variante 1

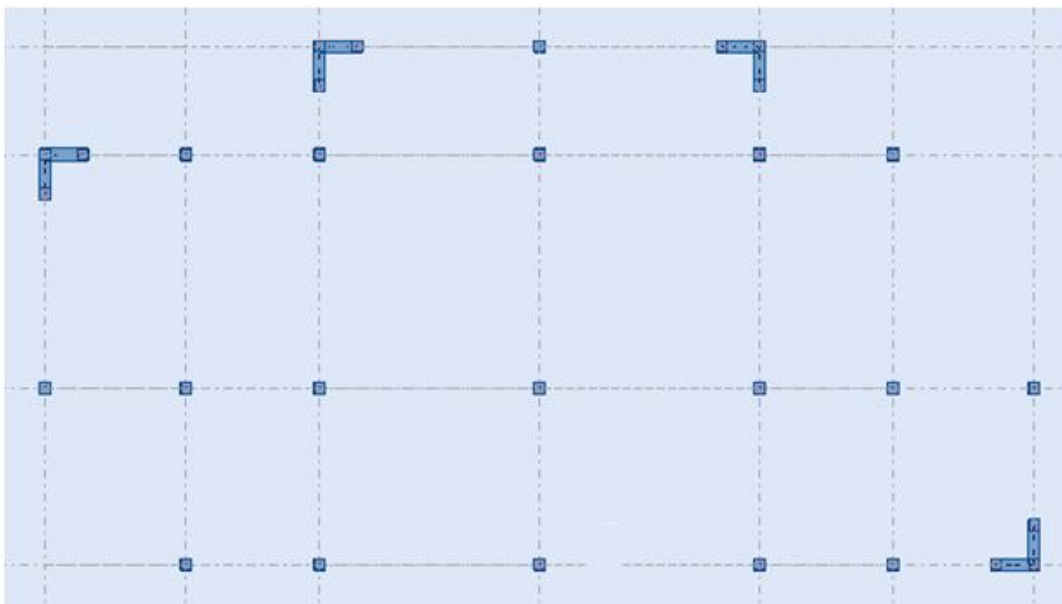


Fig. IV.1.: variante n 01 d'un voile

- ✓ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 70.83\%$
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 75.29\%$
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe $U_y = 3.12\%$ de participation de masse modale

✚ 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 le nombre des voiles et je change leur disposition.
- j'ai augmentée de l'épaisseur minimale « e » est de 18 cm et je change en longueur «L=2m »
- Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous

✚ Deuxième variant :

Cas /Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.12	0.89	0.05	71.38	0	0.05	71.38
2	1.25	0.8	73.35	71.45	0	73.29	0.06
3	1.48	0.68	73.39	72.46	0	0.04	1.01
4	4.13	0.24	73.45	86.12	0	0.06	13.66
5	4.42	0.23	86.96	86.22	0	13.51	0.1
6	5.47	0.18	87.1	86.45	0	0.15	0.23
7	8.99	0.11	87.39	91.85	0	0.29	5.4
8	9.19	0.11	92.55	92.18	0	5.16	0.34
9	11.86	0.08	92.6	92.28	0	0.05	0.1
10	14.72	0.07	95.17	92.29	0	2.56	0.01

Tab IV.5: Périodes et coefficients de participation modaux variante2

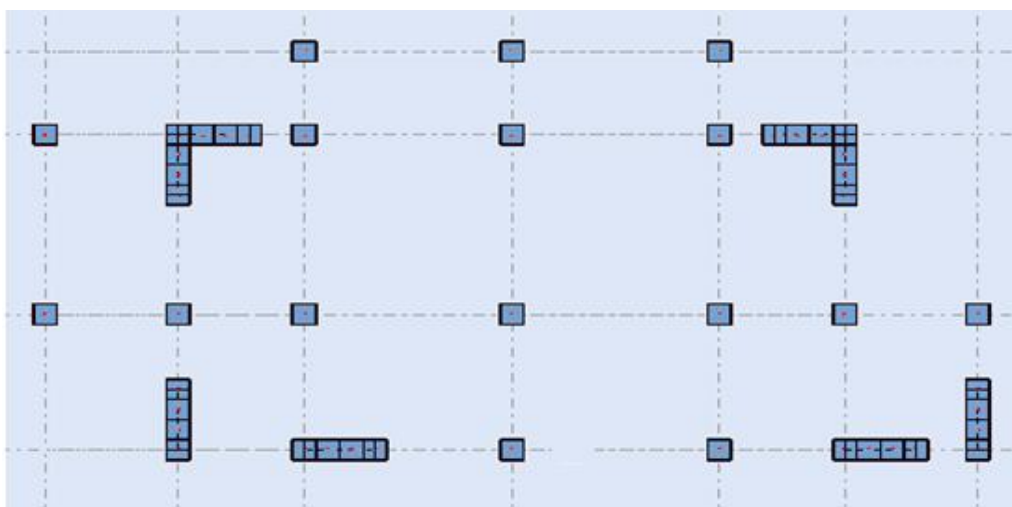


Fig. IV.2.: variante n 02 d'un voile

Interprétation des résultats :

- ✓ le 1^{ère} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 71.38\%$
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 73.29\%$
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon l'axe $U_y=1.01\%$ de participation de masse modale.
- ✓ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99 version 2003).

✚ Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ❖ La période fondamentale $T_{y(dyn)} = 0.89s$
- ❖ La période fondamentale $T_{x(dyn)} = 0.80s$

$T=1.3T_{empirique}$

On a :

$$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.64 = 0.83 < T_{y(dyn)} = 0.89 \text{ (c v).}$$

$$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.47 = 0.61 < T_{x(dyn)} = 0.80 \text{ (c v).}$$

$$T_y = 0.83s$$

$$T_x = 0.61s$$

☒ **Les schémas des trios modes de vibration :**

✚ Les premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

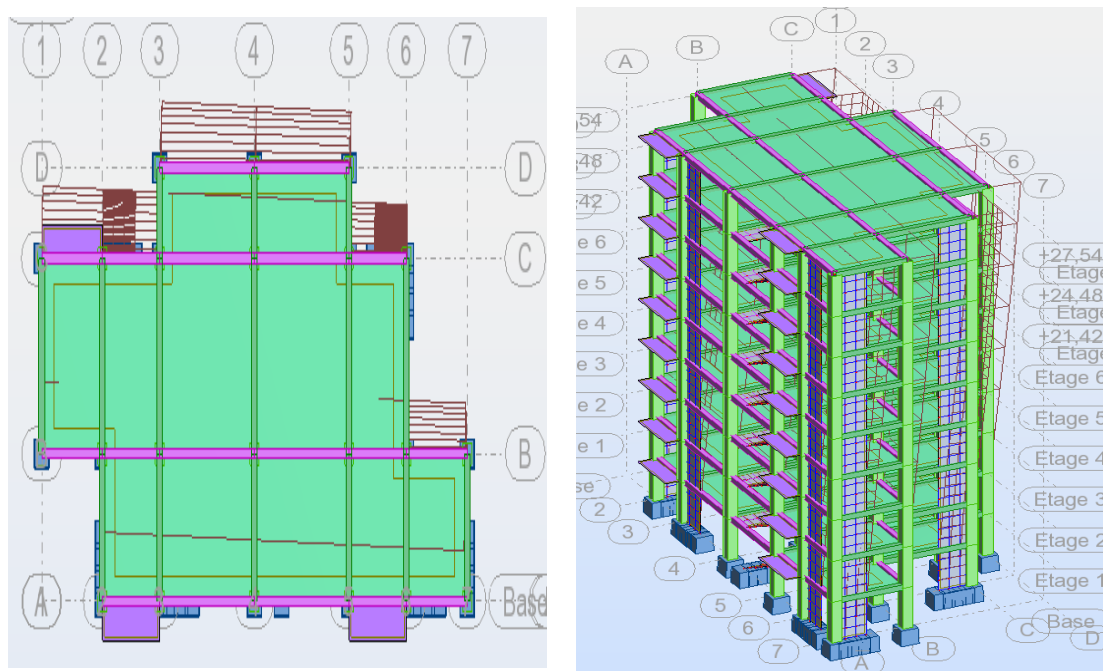


Fig. IV.3.: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.89s$)

Les Deuxième modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

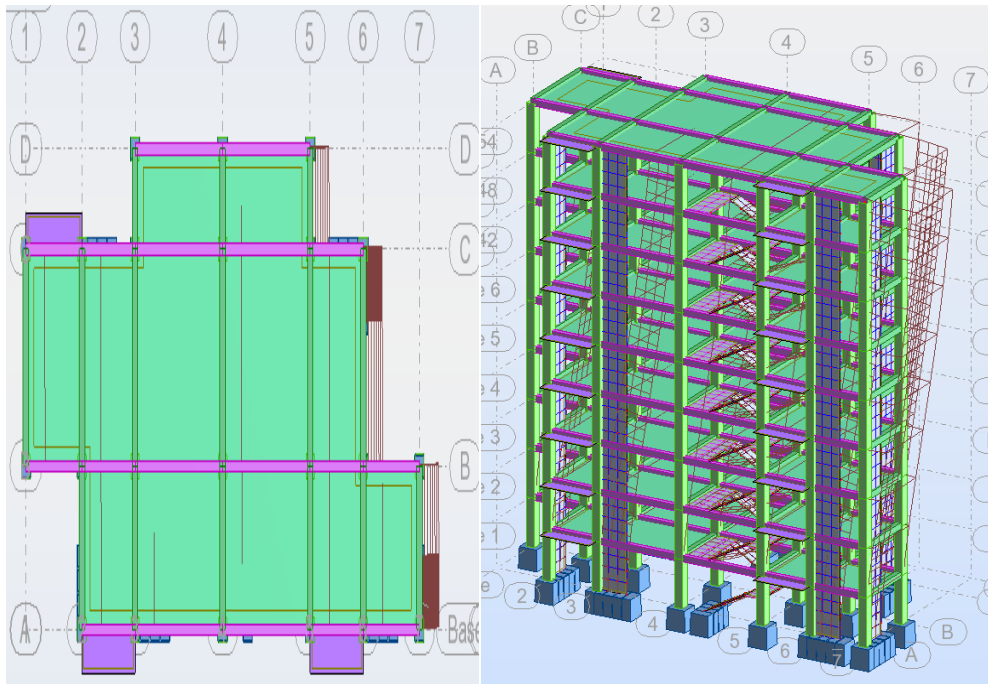


Fig. IV.4.: Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.80s$)

Les Troisième modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

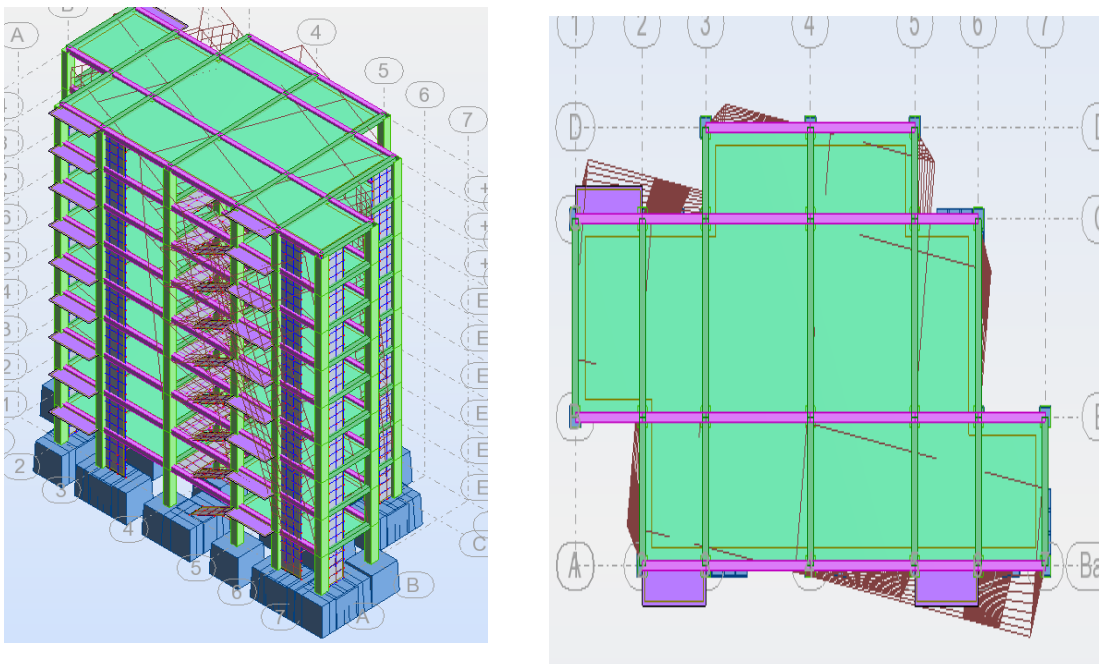


Fig. IV.5 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T=0.68s$)

❖ distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

FX [T]	FX sur les Poteau [T]	FY [T]	FY sur les Poteau [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
1430.19	606.48	1314.36	628.92	32737.43	6673.5

Tab IV.6: les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ total}} = \frac{606.48}{1430.19} = 42.41\% \geq 25\%$$

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ total}} = \frac{628.92}{1314.36} = 47.85\% \geq 25\%$$

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ total}} = \frac{6673.5}{26063.93} = 20\% \leq 20\%$$

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 la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

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 mixte 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & Si \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Si \quad T_2 < T < 3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Si \quad T > 3 S \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.4s$; $T = 0.47s$

Alors : $T_2 < T \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.4}{0.47}\right)^{2/3} = 1.98 \Rightarrow D_x = 1.98$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.4}{0.47}\right)^{2/3} = 1.98 \Rightarrow D_y = 1.89$$

W.: poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$W = \sum w_i$ Avec : $W_i = W \times G_i + \beta W \times Q_i$

W G_i : poids dû aux charges permanentes

W Q_i : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W \times G_i + 0.2W \times Q_i$

Avec : $W_i = W \times G_i + \beta W \times Q_i$

Donc : $W = \sum w_i = 3002.26(T)$

Sens	A	D	R	Q	W(T)	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}$
Longitudinal (X-X)	0.15	1.98	5	1.15	3002.26	1430.19	205.08	164.07
Transversal (Y-Y)	0.15	1.98	5	1.15	3002.26	1314.36	205.08	164.07

Tab IV.7.: les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0.8 \times V_{st} \Rightarrow$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow (c v)

	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{stat}$	Condition
Sens X	1430.19	205.08	164.07	Vérifier
Sens Y	1314.36	205.08	164.07	Vérifier

Tab.IV.8.: Distribution de la résultante 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)

$$V = F_t + \sum F_i$$

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 :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j} \right]$$

N niveau	V(KN)	m_i (k N)	hi(m)	$\sum m_i \times h_i$	F_i
1	1430.19	33.603	3.06	4639.085	31.70
2		33.603	6.12		63.40
3		33.603	9.18		95.10
4		33.603	12.24		126.80
5		33.603	15.30		158.50
6		33.603	18.36		190.20
7		33.603	21.42		221.90
8		33.603	24.48		253.61
9		34.037	27.54		288.98

Tab IV.9: Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure Sens-X

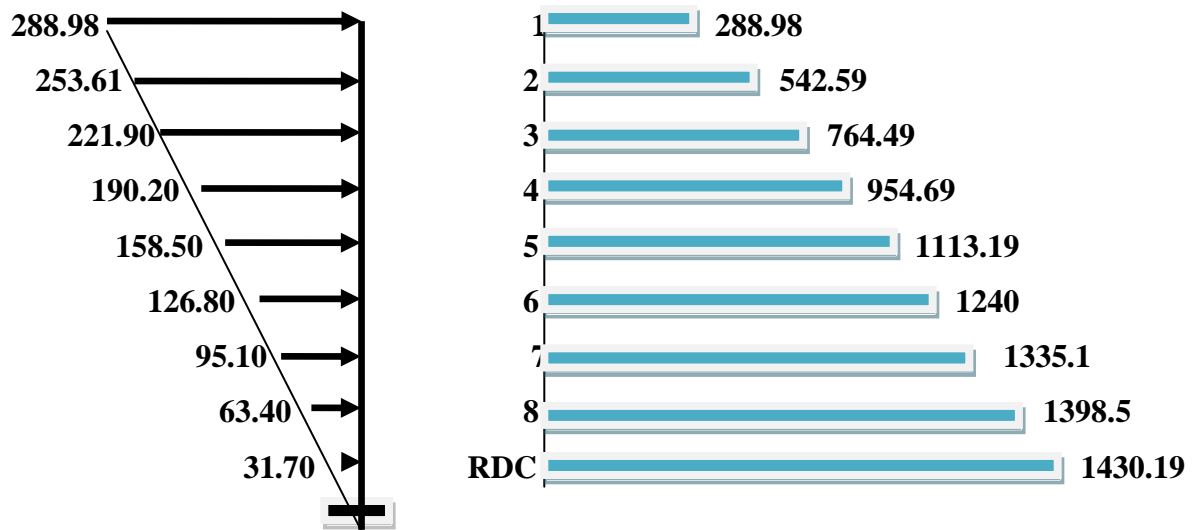
F_i : effort horizontal revenant au niveau i

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 :



Force sismique par niveau Effort tranchant par niveau

Fig. IV .6: Distribution de la résultante des forces sismique sens x

Nniveau	V(KN)	mi(k N)	hi(m)	$\sum mi \times hi$	Fi
RDC	1314.36	33.603	3.06	4639.085	29.13
1		33.603	6.12		58.26
2		33.603	9.18		87.39
3		33.603	12.24		116.53
4		33.603	15.30		145.66
5		33.603	18.36		174.79
6		33.603	21.42		203.92
7		33.603	24.48		233.06
8		34.037	27.54		265.53

Tab IV.10.: Les forces Fi sont distribuées sur la hauteur de la structure Sens- Y

Sens- Y

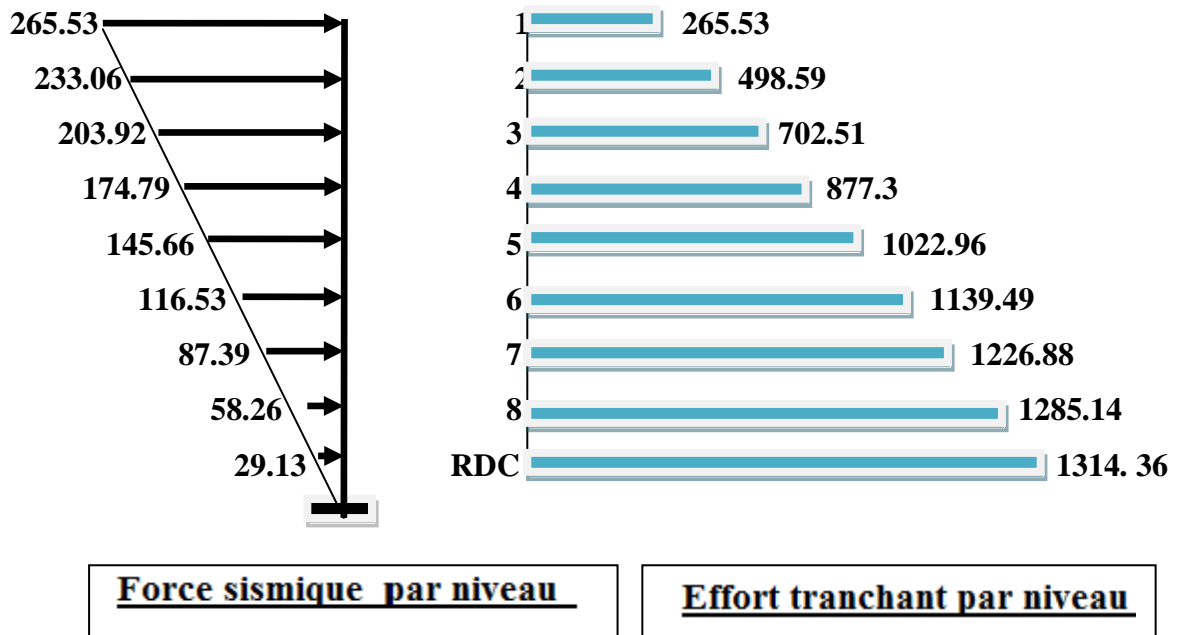


Fig. IV.7 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y

IV.4.4 : Vérification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement=5

ΔK : 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	0.3	0.3	0.3	0.3
1	1.1	0.7	1.1	0.8
2	2	0.9	2.1	1
3	2.9	1	3.2	1.1
4	3.9	1	4.3	1.1
5	4.8	0.9	5.3	1
6	5.6	0.8	6.3	0.9
7	6.3	0.7	7.1	0.8
8	6.9	0.6	7.8	0.7

Tableau IV.11 : Déplacements absolus pour les deux directions principales

Donc: Δ_1, Δ_2 Δ_{RDC} sont inférieurs à Δ_{adm}

$$\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.06) = 0.0306m = 3.06cm$$

IV.4.5.: Caractéristiques géométrique et massique:

❖ Centre de masse

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considère 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 la structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

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) .

❖ 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 :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} \times X_j}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} \times Y_j}{\sum I_{YJ}}$$

❖ 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	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	Ex	E y
RDC	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
1	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
2	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
3	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
4	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
5	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
6	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
7	336.030	13.07	5.97	13.97	5.35	0.9	0.63
8	340.04	13.03	5.90	13.90	5.35	0.86	0.56

Tableau IV.12.: Les résultats des différents centres de gravité et de torsion

❖ 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 :

$$e x = 0.05 \times L x$$

avec : $L x = 26.85 \text{ m} \Rightarrow e_{a x} = 0.9 \text{ m}$

$$e y = 0.05 \times L y$$

avec : $L y = 17.75 \text{ m} \Rightarrow e_{a y} = 0.63 \text{ m}$

❖ L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e x = 1.34 \text{ m}$
- $e y = 0.75 \text{ m}$

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

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

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 (KN)	Δx	V x (KN)	H(m)	θ	Vérification
RDC	33.603	0.3	1430.19	3.06	0.0023	vérifier
1	33.603	0.7	1398.5	3.06	0.0054	vérifier
2	33.603	0.9	1335.1	3.06	0.0074	vérifier
3	33.603	1	1240	3.06	0.0088	vérifier
4	33.603	1	1113.19	3.06	0.098	vérifier
5	33.603	0.9	954.69	3.06	0.01	vérifier
6	33.603	0.8	764.49	3.06	0.011	vérifier
7	33.603	0.7	542.59	3.06	0.014	vérifier
8	34.037	0.6	288.98	3.06	0.023	vérifier

Tab IV.13: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible,

Etage	W t (T)	Δy	V y (T)	H(m)	θ	Vérification
RDC	33.603	0.3	1314.36	3.06	0.0025	vérifier
1	33.603	0.8	1285.14	3.06	0.0068	vérifier
2	33.603	1	1226.88	3.06	0.0089	vérifier
3	33.603	1.1	1139.49	3.06	0.0106	vérifier
4	33.603	1.1	1022.96	3.06	0.0118	vérifier
5	33.603	1	877.3	3.06	0.0125	vérifier
6	33.603	0.9	702.51	3.06	0.0140	vérifier
7	33.603	0.8	498.59	3.06	0.0176	vérifier
8	34.037	0.7	265.53	3.06	0.0289	vérifier

Tab IV.14: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.4.7.: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$Mr = \sum Fi \times hi$$

M_s : 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(KN)	hi(m)	Fi × hi
RDC	31.70	3.06	97.002
1	63.40	6.12	388.008
2	95.10	9.18	873.018
3	126.80	12.24	1552.032
4	158.50	15.30	2425.05
5	190.20	18.36	3492.072
6	221.90	21.42	4753.098
7	253.61	24.48	6208.373
8	288.98	27.54	7958.509

Tab IV.15.: moment de renversement provoqué par les charges sens longitudinal (X)

❖ Vérifications:

$$M_s = 3002.26 \times \frac{26.85}{2} = 40305.3405 T.m$$

$$M_R = 2776.7162 T.m$$

$$\frac{M_s}{M_{RX}} = \frac{40305.3405}{2774.7162} = 14.52 \geq 1.5 \quad (C V)$$

❖ Sens transversal :

Etage	Fi(KN)	hi (m)	Fi × hi
RDC	29.13	3.06	89.137
1	58.26	6.12	356.551
2	87.39	9.18	802.240
3	116.53	12.24	1426.327
4	145.66	15.30	2228.59
5	174.79	18.36	3209.144
6	203.92	21.42	4367.966
7	233.06	24.48	5705.308
8	265.53	27.54	7312.696

Tab IV.16: moment de renversement provoqué par les charges sens transversal (Y)

❖ Vérifications:

$$M_S = 3002.26 \times \frac{15.03}{2} = 22561.983 \text{ Tm}$$

$$M_R = 2549.795 \text{ Tm}$$

$$\frac{M_S}{M_{RX}} = \frac{22561.983}{2549.795} = 8.84 \geq 1.5 \quad (\text{C V})$$

ETUDE AU VENT SELON LE REGLEMENT ALGERIEN (RNV99)

I INTRODUCTION :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Le document est fondé sur une approche probabiliste :

les actions normales et extrêmes des anciennes Règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Euro code) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

II. Domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- ❖ Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc.00
- ❖ Cheminées et ouvrages similaires.
- ❖ Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....
- ❖ Structures vertical en treillis

<i>zone</i>	<i>q_{ref} (daN/m²)</i>
I	37.5
II	47.0
III	57.5

Tab IV.17.: pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46):

Notre bâtiment est situé à Willaya de Jijel qui est classé en zone I :

$$q_{ref} = 37.5 \text{ N/m}^2$$

Remarque :

q_{ref} en (daN/m²) est calculée par :

$$q_{ref} = 0.5 \times \rho \times V_{ref}^2$$

V_{ref} : en(m/s)est la vitesse de référence du vent,

$\rho = 1.2$: en kg/m^3 est la masse volumique de l'air.

- Catégorie terrain (IV) (tableau 2.4 : RNV99).

K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1m	16m	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

Tab IV.18.: coefficients de topographie

Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

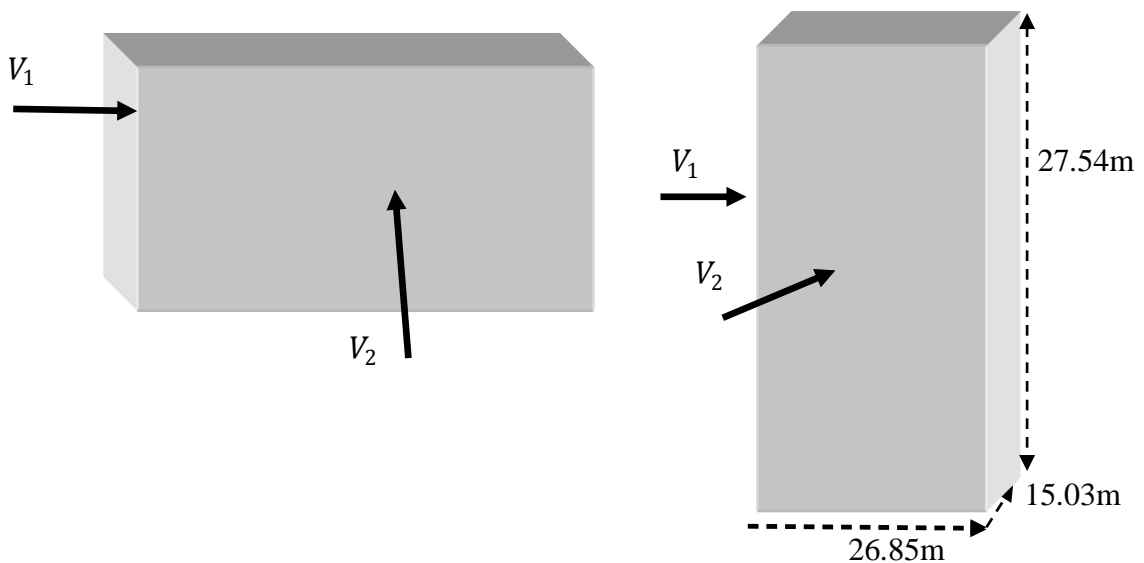


Fig. V.8 : Action du vent

IV.2.1.: Choix du sens du vent : (chap 02 - § 1.1.1 : RNV99).

IV.2.2.:Coefficient dynamique C_d : D'après la figure 3.1 page 51. RNV99(par interpolation)

- ❖ Sens x .x (V_2) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

pour une hauteur $h=27.54m$, et $b=26.85 m$; $C_d=0.95$

- ❖ Sens y .y (V_1):

Pour $h=27.54$ m, et $b = 26.85$ m .

cture est peut sensible aux excitations dynamiques (chap 02 - § 3.2.RNV99)

✚ 1^{eme} SENS

- ❖ Evaluation de la pression due au vent (q) : chap 02 - § 1.2.2 : RNV99

$$q_j = C_d \times W_j(z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- ❖ Evaluation de la pression dynamique q_{dyn} : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(z) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

- ❖ Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(z) \times C_t(z))} \right]$$

- ❖ Evaluation de $C_r(Z)$ j : (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

pour : $z_{min} \leq z \leq 200m$

$$C_r(z) = K_t \times Ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

pour : $z \leq z_{min}$

$$C_r(z) = K_t \times Ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)$$

Niveau	Z j (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	0.677	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

Tab V.19. : Pression dynamique q_{dyn} sens 1

IV.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 :**

$$e = \min[b, 2h] = \min[15.03, 2 \times 27.54]$$

$e = 15.036.85m > e = 15.03m \Rightarrow A, B, C.$

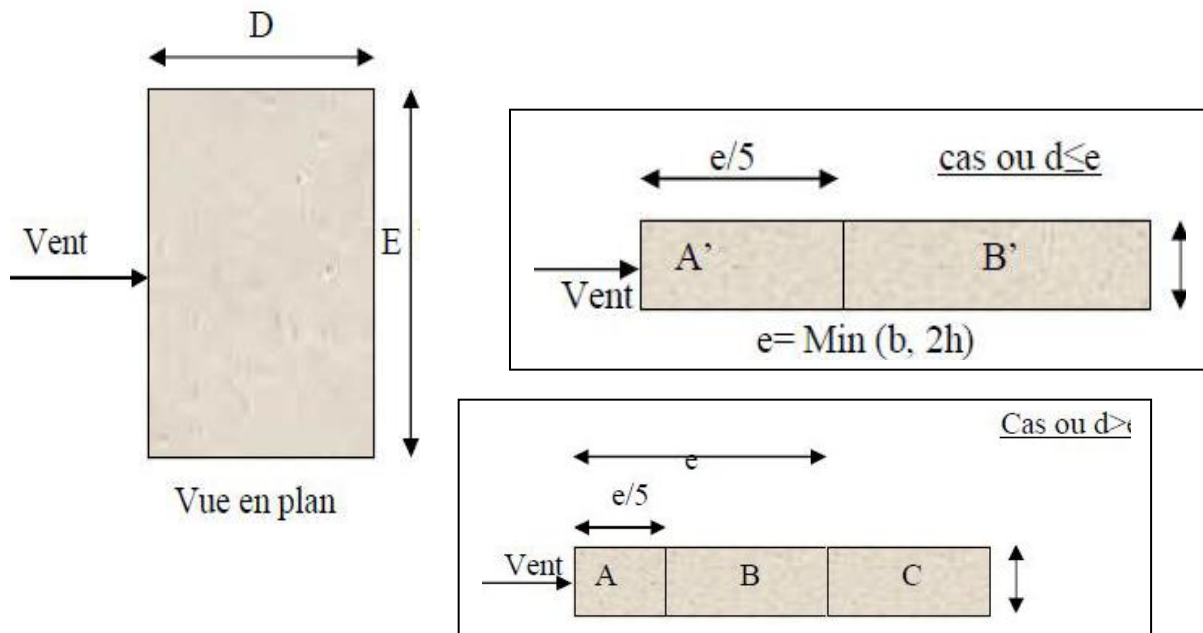
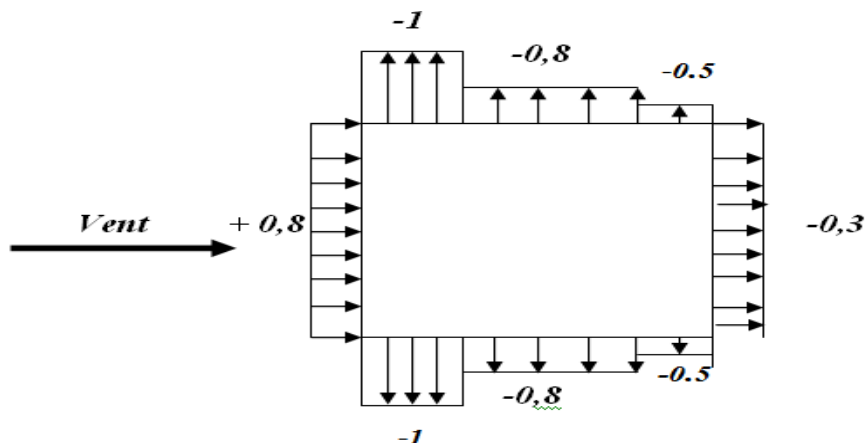


Fig. IV.9 : Légende pour les parois verticales

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1	-1.3	-0.8	-1	-0.5		+0.8	1	-0.3	

Tab V.20 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate



- **Toitures :** (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$$C_{pe} = f\left(\frac{h_p}{h}\right)$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.60}{27.54} = 0.022$$

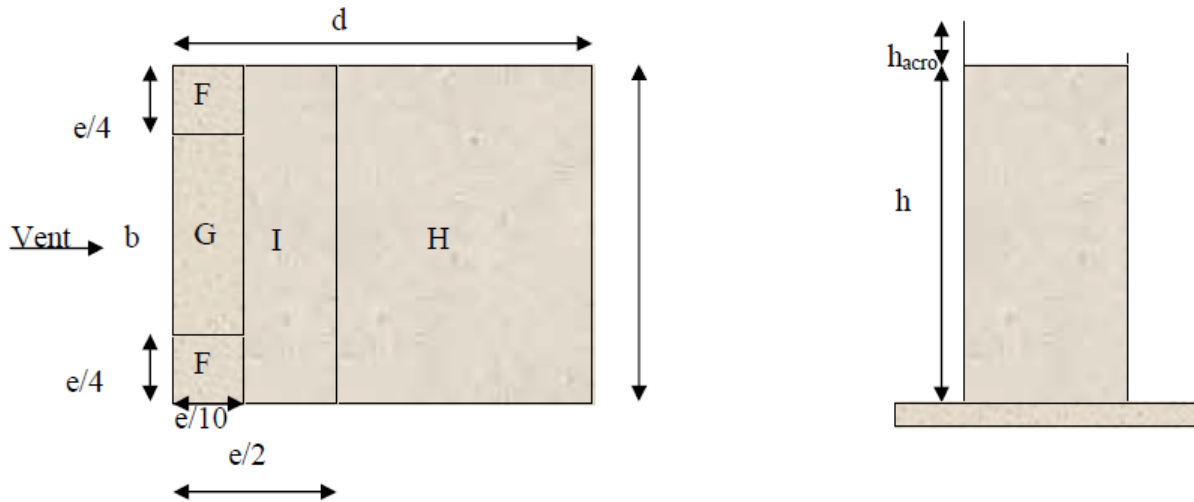


Fig. IV.10 : Légende pour les toitures plates

C_{pe}	F	G	H	I
$h_p/h = 0.022$	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Tab IV.21.: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

IV.2 .4.: Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = 0.8 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.5$$

IV.2.5.: Evaluation de la pression due vent (q) :

✚ Parois vertical : $C_{pi} = 0.8$

Zone	Z(m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53		-1		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

BB'	1.53	0.95	-0.08	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
C	1.53	-0.05	-0.05	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	-790.50
	22.95				685.875	-847.06
	26.01				721.875	-891.52
D	1.53	0.8	0.8	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
E	1.53	-0.3	-0.3	0.8	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

Tab IV.22.: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = 0.8$

✚ Toiture :

Zone	Z (m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
F	27.54	0.95	-1.6	0.8	721.875	-1645.875
G			-1.1			-1302.984
H			-0.7			-1028.67
I			± 0.2			-685.781
						-411.468

Tab IV.23.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = 0.8$

✚ 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				
BB'	1.53	0.95	-0.08	-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				

C	1.53				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
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	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

Tab IV.24.: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = -0.5$

 Toiture

Zone	Z (m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q_{(z)}(N/m^2)$
F	27.54	0.95	-1.6	-0.5	721.875	-754.359
G			-1.1			-411.468

H			-0.7			-137.156
I			±0.2			-205.734
						-480.046

Tab IV.25.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$

IV.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 $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

- $\frac{d}{b} = \frac{26.85}{15.03} = 1.78 < 3 \Rightarrow (c n v)$
- $\frac{d}{h} = \frac{26.85}{27.54} = 0.97 < 3 \Rightarrow (c n v)$

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 suivant:

Zone	Z(m)	q(z)(N/m ²)	surface	R(z x)(N/m ²)	R(z y)(N/m ²)
D	1.53	0	45.99	0	0
	4.59	0	45.99	0	0
	7.65	0	45.99	0	0
	10.71	0	45.99	0	0
	13.77	0	45.99	0	0
	16.83	0	45.99	0	0
	19.89	0	45.99	0	0
	22.95	0	45.99	0	0
E	26.01	0	45.99	0	0
	1.53	-611.325	45.99	-28114.84	0
	4.59	-611.325	45.99	-28114.84	0
	7.65	-611.325	45.99	-28114.84	0
	10.71	-611.325	45.99	-28114.84	0

	13.77	-611.325	45.99	-28114.84	0
	16.83	-626.61	45.99	-28817.79	0
	19.89	-674.81	45.99	-31034.51	0
	22.95	-716.74	45.99	-32962.87	0
	26.01	-754.36	45.99	-34693.02	0
F	26.01	-1645.875	11.29	0	-18581.93
G	26.01	-1302.984	11.29	0	-14710.69
H	26.01	-1028.67	290.60	0	-298931.5
I	26.01	-685.781	90.36	0	-61967.17

Tab. IV.26.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \Sigma x_i \times R = -268.082KN$$

$$R_{yy} = \Sigma y_i \times R = -394.191KN$$

Zone	Z(m)	q (z)(N/m ²)	surface	R(z x)(N/m ²)	R(z y) (N/m ²)
D	1.53	722.48	45.99	33226.85	0
	4.59	722.48	45.99	33226.85	0
	7.65	722.48	45.99	33226.85	0
	10.71	722.48	45.99	33226.85	0
	13.77	722.48	45.99	33226.85	0
	16.83	740.54	45.99	34057.43	0
	19.89	797.50	45.99	36677.03	0
	22.95	847.06	45.99	38956.29	0
	26.01	891.52	45.99	41001.00	0
E	1.53	111.15	45.99	5111.789	0
	4.59	111.15	45.99	5111.789	0
	7.65	111.15	45.99	5111.789	0
	10.71	111.15	45.99	5111.789	0
	13.77	111.15	45.99	5111.789	0
	16.83	113.93	45.99	5239.641	0
	19.89	122.69	45.99	5642.513	0
	22.95	130.32	45.99	5993.416	0
	26.01	137.16	45.99	6307.988	0

F	26.01	-754.359	11.29	0	8516.713
G	26.01	-411.468	11.29	0	4645.473
H	26.01	-137.156	290.60	0	39857.533
I	26.01	-480.046	90.36	0	43376.956

Tab IV.27.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i \times R = 365.56KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i \times R = -96.39KN$$

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	0.677	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

Tab IV.28. : Pression dynamique q_{dyn} sens2

IV.2.7.: 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 donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

Parois verticales :

$$e = \min[b, 2h] = \min[26.85, 2 \times 27.54]e = 26.85m$$

$$26.85m < e = 15.03m \Rightarrow A', B',$$

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1	-1.3	-0.8	-1	+0.8	1	-0.3	

Tab IV.29.: Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate

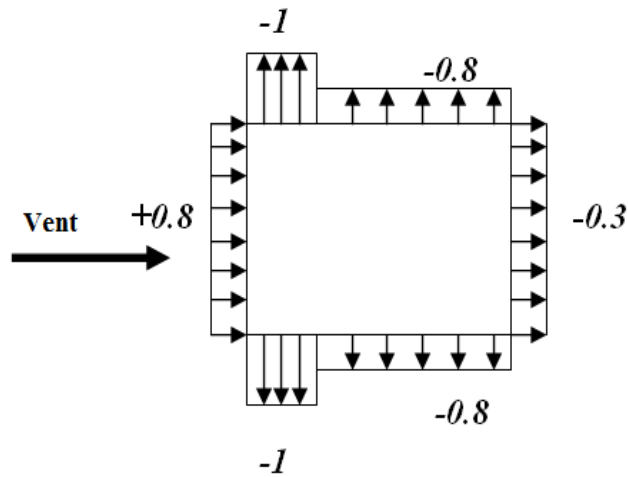


Fig. IV.11 : Valeur Cp sur les parois verticales

✚ Toitures : (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

$$\frac{hp}{h} = \frac{0.60}{27.54} = 0.022$$

Cpe	F	G	H	I
h p/h=0.022	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

Tab IV.30.: Valeurs des Cpe sur la toiture plate

IV.2 .8 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$Cpi = 0.8 \text{ et } Cpi = -0.5$$

IV.2 .9.: Evaluation de la pression due vent (q)

✚ Parois vertical : Cpi = 0.8

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)(N/m ²)
A	1.53		-1		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
	1.53			585	-889.2	

BB'	4.59	0.95	-.08	0.8	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
D	1.53	0.8	0.8	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				
E	1.53	-0.3	-0.3	-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

Tab IV.31.: la pression due au vent (q) du paroi vertical $C_{pi}=0.8$

✚ Toiture :

Zone	Z (m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
F	27.54	0.95	-1.6	0.8	721.875	-1645.875
G			-1.1			-1302.984
H			-0.7			-1028.67
I			± 0.2			-685.781 -411.468

Tab IV.32.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = 0.8$

Zone	Z(m)	Cd	Cpe	Cpi	$q_{dyn}(N/m^2)$	$q(z)(N/m^2)$
A	1.53	0.95	-1	-0.5	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
BB'	1.53	0.95	-0.08	-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
	1.53	0.95			585	722.48
	4.59				585	722.48

D	7.65	0.8		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	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				

Tab IV.33.: la pression due au vent (q) du parois vertical $C_{pi} = -0.5$

 **Toiture**

Zone	Z (m)	Cd	Cpe	Cpi	q _{dyn} (N/m ²)	q _(z) (N/m ²)
F	27.54	0.95	-1.6	-0.5	721.875	-754.359
G			-1.1			-411.468
H			-0.7			-137.156
I			±0.2			-205.734
						-480.046

Tab IV.34.: la pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi} = -0.5$

IV.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 $d/h \geq 3$.

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

$$\frac{d}{b} = 15 \cdot \frac{0326}{85} = 0.55 < 3 \Rightarrow (c n v)$$

$$\frac{d}{h} = 15 \cdot \frac{03}{27} \cdot 54 = 0.54 < 3 \Rightarrow (c n v)$$

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante \mathbf{R} , se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale \mathbf{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 \mathbf{F}_u .

La force résultante \mathbf{R} est donnée par la formule suivant:

Zone	Z(m)	q(z)(N/m ²)	surface	R(z x)(N/m ²)	R(z y)(N/m ²)
D	1.53	0	82.161	0	0
	4.59	0	82.161	0	0
	7.65	0	82.161	0	0
	10.71	0	82.161	0	0
	13.77	0	82.161	0	0
	16.83	0	82.161	0	0
	19.89	0	82.161	0	0
	22.95	0	82.161	0	0
E	26.01	0	82.161	0	0
	1.53	-611.325	82.161	-50227.07	0
	4.59	-611.325	82.161	-50227.07	0
	7.65	-611.325	82.161	-50227.07	0
	10.71	-611.325	82.161	-50227.07	0
	13.77	-611.325	82.161	-50227.07	0
	16.83	-626.61	82.161	-51482.90	0
	19.89	-674.81	82.161	-55443.06	0
22.95	-716.74	82.161	-58888.08	0	
26.01	-754.36	82.161	-61978.97	0	
F	26.01	-1645.875	36.04	0	-59317.34
G	26.01	-1302.984	36.04	0	-46959.54
H	26.01	-1028.67	43.09	0	-44325.39
I	26.01	-685.781	288.36	0	-197751.8

Tableau IV.35 : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i \times R = -478.928KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i \times R = -348.354KN$$

Zone	Z(m)	q(z)(N/m ²)	surface	R(z x)(N/m ²)	R(z y)(N/m ²)
D	1.53	722.48	82.161	59359.68	0
	4.59	722.48	82.161	59359.68	0
	7.65	722.48	82.161	59359.68	0
	10.71	722.48	82.161	59359.68	0
	13.77	722.48	82.161	59359.68	0
	16.83	740.54	82.161	60843.51	0
	19.89	797.50	82.161	65523.40	0
	22.95	847.06	82.161	69595.30	0
	26.01	891.52	82.161	73248.17	0
E	1.53	111.15	82.161	9132.20	0
	4.59	111.15	82.161	9132.20	0
	7.65	111.15	82.161	9132.20	0
	10.71	111.15	82.161	9132.20	0
	13.77	111.15	82.161	9132.20	0
	16.83	113.93	82.161	9360.60	0
	19.89	122.69	82.161	10080.33	0
	22.95	130.32	82.161	10707.22	0
	26.01	137.16	82.161	11269.20	0
F	26.01	-754.359	36.04	0	-27187.09
G	26.01	-411.468	36.04	0	-14829.31
H	26.01	-137.156	43.09	0	-5910.05
I	26.01	-480.046	288.36	0	-138426.06

Tab IV.36.: Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i \times R = 653.09 KN$$

$$R_{yy} = \sum y_i \times R = -186.35KN$$

IV.3.: VERIFICATION DE LA STABILITE

Effort	vent	Séisme
V_x(T)	65.309	143.019
V_y(T)	39.419	131.436

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.

IV.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 V :

Ferraillage des éléments

structuraux

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 : FERRAILLAGE 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_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.5	400

Tab V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

V.2.1.: Combinaisons des charges

V..2.1.1.: Les combinaisons d'action

- Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q.

- ❖ L 'E.L.U à $\Rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$

- ❖ l'E.L.S à $\Rightarrow G + Q$

- 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 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

ELS : $G + Q$

accidentelle $0.8G \pm E$ (RPA99)

✚ les poutres :

ELU : $1.35G + 1.5Q$ (BAEL 91)

ELS : $G + Q$

accidentelle $G + Q \pm E$ (RPA99)

$0.8G \pm E$

✚ Pour les voiles :

$G + Q \pm E$ (RPA99)

$0.8G \pm E$

V.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 II a sera de :

$A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.

- Leur pourcentage maximal :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:

40ϕ en zone II.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone II.

Niveau	Section des Poteaux (cm ²)	A_s min RPA (cm ²)	A_s max RPA (cm ²) Zone courante	A_s max RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC ÷ 8étage	55 × 65	28.6	143	214.5

Tab V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales

V.2.3.: Calcul de ferraillage des poteaux

❖ Poteaux de section : (55×65)cm²

$$C = 3\text{cm} \Rightarrow d = h - c = 65 - 3 = 62\text{cm} \Rightarrow \text{Acier FeE} = 400\text{MPa} \Rightarrow f_{C28} = 25\text{MPa}$$

ELU		ELS		G + Q + E		0.8G + E	
N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN. m)	M_{max} (KN.m)	M_{cor} (KN)	N min (KN)	M_{cor} (KN.m)
3467.36	95.65	2519.53	69.74	179.49	243.27	114.63	12.40

Tab V.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 :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- ❖ e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- ❖ e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.
- ❖ e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{95.65}{3467.36} = 0.02758m$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{306}{250}\right) = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02758 + 0.02 = 0.04758m$$

Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$Si \quad \frac{L_f}{h} < \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right)$$

L_f : la longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.14}{0.65} = 3.29 < \max(15; 0.23)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi=2$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{h} = 11.38$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \Phi) \Rightarrow e_2 = 0.007736m$$

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.

$$e = e_1 + e_2 = 0.04758 + 0.007736 = 0.05532m$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 3467.36 \times 0.05532 = 191.81 (\text{KN.m})$$

Les efforts corrigés :

$$N_{\text{max}} = 3467.36 (\text{KN}) \Rightarrow M_{\text{Corrigé}} = 191.81 (\text{KN.m})$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.65 \times 14.2 = 0.9886 (\text{MN.m})$$

$$M_{ua} = M_{\text{corr}} + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 191.81 + 3467.36 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 1214.68 (\text{KN.m})$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 3467.36 \times (0.62 - 0.03) - 1214.68 = 0.8310 (\text{MN.m})$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1214680}{14.2 \times 55 \times 62^2} = 0.404$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{MPa} \alpha \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

$$\mu > \mu_l \Rightarrow \text{Donc} \Rightarrow A_s \neq 0$$

calcul du moment résistant du béton (M_r)

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 0.392 \times 55 \times 62^2 \times 14.2 = 1176.84 \text{KN.m}$$

calcul du moment résiduel ΔM

$$\Delta M = M_u - M_r = 1214.68 - 1176.84 = 37.84 \text{KN.m}$$

$$\Delta M = 37.84 < 0.4 M_u = 485.87 (\text{cv})$$

calcul des armatures tendues de la section A_{st1}

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} \Rightarrow \beta_l = 1 - 0.4 \times \alpha_l = 0.733$$

$$A_{st1} = \frac{1176.84}{0.733 \times 62 \times 348} = 74.41 \text{cm}^2$$

calcul des armatures tendues de la section *fictive* A_{st2}

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \times (d - d')} = \frac{37.84}{348 \times (62 - 3)} = 1.84 \text{ cm}^2$$

calcul des armatures comprimées de la section *fictive* A_{sc}

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \times (d - d')} = \frac{37.84}{348 \times (62 - 3)} = 1.84 \text{ cm}^2$$

armatures tendues tout al:

$$A_{st1} + A_{st2} = 76.25 \text{ cm}^2$$

armatures comprimées

$$A_{sc} = 1.84 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas G+Q+E:

❖ Les efforts corrigés:

$$N_{max} = 243.27 \text{ (KN)} \Rightarrow M_{corr} = 179.49 \text{ (KN m)}$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{179.49}{243.27} = 0.737 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_2 = 0.757 + 0.007736 = 0.764 \text{ m}$$

$$M_{corr} = N \times e = 243.27 \times 0.764 = 185.85 \text{ (KN m)}$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.65 \times 18.5 = 1.288 \text{ (MN .m)}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 185.85 + 243.27 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2} \right) = 257.61 \text{ (KN m)}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 243.27 \times (0.62 - 0.03) - 257.61 \Rightarrow B = -0.11408 \text{ (MN .m)}$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{257.61}{18.5 \times 55 \times 62^2} = 0.04$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.05 \quad \beta = 0.98$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{257610}{400 \times 0.98 \times 62} = 10.59 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.59 - \frac{243270}{100 \times 400} = 4.15 \text{ cm}^2$$

Donc $A=0\text{cm}^2$

3^{ème} Cas : $0.8G + E$

Les efforts corrigés :

$$N_{min} = 114.63(\text{KN}) \Rightarrow M_{corr} = 12.40(\text{KN m})$$

$$e_{0\mu} = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{12.40}{114.63} = 0.108 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_2 = 0.128 + 0.007736 = 0.135 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 114.63 \times (0.135) = 15.55(\text{KN m})$$

$$A=1.288\text{MN m})$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 15.55 + 114.63 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 49.36(\text{KN} \cdot \text{m})$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 114.63 \times (0.62 - 0.03) - 49.36 = 0.018(\text{MN} \cdot \text{m})$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{49.36}{18.5 \times 55 \times 62^2} = 0.012$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5\text{Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400\text{Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})) \Rightarrow (\beta = 1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{49.36}{400 \times 0.99 \times 62} = 2.01\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2.01 - \frac{114630}{100 \times 400} = 0.85\text{cm}^2$$

V.2.3.1: Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2.1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0.8\%(h \times b) = 0.008(55 \times 65) = 28.6\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Zone II a}$$

❖ zone courante :

$$A_{max} = \frac{4 \times b \times h}{100} = 143\text{cm}^2$$

❖ zone de recouvrement :

$$A_{max} = \frac{6 \times b \times h}{100} = 214.5\text{cm}^2$$

conditions de non fragilité :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.11\text{cm}^2 \quad \text{BAEL91(art A. 4.2)}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = 28.6 \text{ cm}^2$$

on adopte : $10HA20=31.42\text{cm}^2$

V.2.3.2 : Vérification à L'E.L.S

Après avoir fait le calcul du ferraillage 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 : $\overline{\sigma}_{bc}=0.6 f_{c28}=15\text{MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\overline{\sigma}_s 400\text{MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{corr} = -69.74(\text{KN m}) ; N_{max} = 2519.53(\text{KN})$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{69.74}{2519.53} = 0.02767\text{m}$$

$$e_0 = 0.02767 < \frac{h}{6} = 0.1083\text{m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que

$\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$ Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1) = 55 \times 65 + 15(28.6) = 4004\text{cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_1 \times c + A_2 \times d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{4004} \left[\frac{55 \times 65^2}{2} + 15 \times (14.3 \times 3 + 14.3 \times 62) \right] = 32.5\text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32.5 = 32.5\text{cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times [(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)]$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} (32.5^3 + 32.5^3) + 15 \times [(14.3 \times (32.5 - 3)^2 + 14.3 \times (32.5 - 3)^2)]$$

$$I_{xx} = 1632035.167\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 69.74(\text{KN.m})$$

$$K = \frac{69.74}{1632035.167} = 0.0427$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} \Rightarrow \sigma_0 = \frac{2519530}{100 \times 3951.95} = 6.37\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v1 = 6.37 + (0.0427 \times 32.5) = 7.75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 7.75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

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 :

- $\sigma_s^1 = 15 \times [\sigma_0 + K \times (v1 - c')] = 15 \times [6.37 - 0.0427 \times (32.5 - 3)]$

$$\sigma_s^1 = 76.65 \text{ Mpa} \leq \sigma_s = f_e = 400 \text{ Mpa} \text{ (cv)}$$

- $\sigma_s^2 = 15 \times [\sigma_0 - K \times (d - v1)] = 15 \times [6.37 + 0.0427 \times (62 - 32.5)]$

$$\sigma_s^2 = 114.44 \text{ Mpa} \leq \sigma_s = f_e = 400 \text{ Mpa} \text{ (cv)}$$

V.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

$$V_{\max} = 95.76 \text{ KN}$$

V.2.3.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{d \times b} = \frac{95760}{620 \times 550} = 0.280 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.280 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (cv)}$$

V.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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e}$$

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.

$$\rho_a = 3.75 \Rightarrow Si \Rightarrow \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \Rightarrow Si \Rightarrow \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$) Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \Rightarrow \lambda_g = 3.89 < 5 \Rightarrow \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

- ❖ La zone nodale : (ART 7.4.2.2 RPA)

$$S_t \leq \min(10\phi l, 15\text{cm})$$

- ❖ zone courante : (ART 7.4.2.2 RPA)

$$S_t \leq 15 \phi l$$

- 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 :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 95760 \times 0.10}{65 \times 400} = 1.38\text{cm}^2$$

- ✚ En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 95760 \times 0.15}{65 \times 400} = 2.07\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.07\text{cm}^2 \text{ soit : } 4\text{T}10 \Rightarrow A_t = 3.14\text{cm}^2$$

V.2.3.6 : Vérification des armatures minimales : RPA99version2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II).

$$\frac{A_t}{S_t \times b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.5\%$$

$$A_t = 0.005 \times 10 \times 55 = 2.75\text{cm}^2 \text{ Alors la (c v)}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.5\%$$

$$A_t = 0.005 \times 15 \times 55 = 4.125\text{cm}^2 \text{ Alors la (c v) : BAEL91 (art A.8.1. 3) :}$$

- Le diamètre des armatures transversales :

$$\frac{\phi_t \geq \phi_l}{3}$$

$$\frac{\phi_t \geq \phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales:

$$\frac{\phi_t \geq \phi_l}{3} (cv)$$

- leur espacement.:

$$St \leq \min(15\phi_l; 40cm; a + 10cm)$$

$$St \leq \min(37.5cm; 40cm; 65cm) C V$$

V.2.4. Ferraillage du Poteau

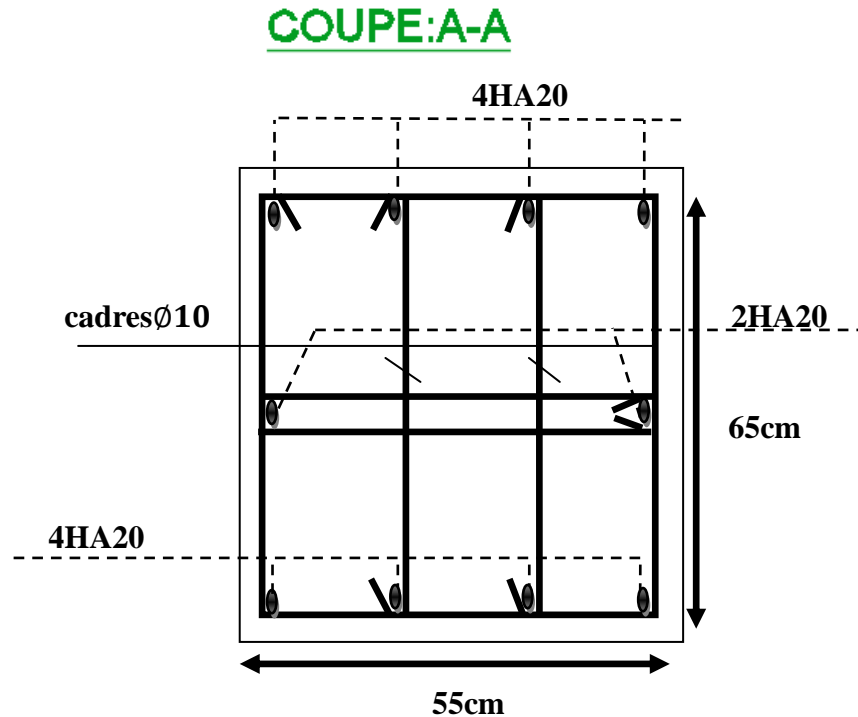


Fig. V.1.: coupe de ferraillage du poteau 55×65

V.3 : FERRAILLAGE DES POUTRES

V.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.

V.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).

V.3.3.Les poutre principales(35× 40)

Combinations	1.35G+1.5Q		G+Q	
	En travée	En Appui	En travée	En Appui
Values	101.25 KN .m	192.53 KN m	73.99KN .m	140.63 KN .m

Tab V.4 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

V.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales

✚ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2MPa \quad ; \quad b = 35cm \quad ; \quad h = 40cm \quad ; \quad d = 37cm$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad ; \quad \sigma_s = 348 MPa$$

✚ 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 vérifiée :

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

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

❖ 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) :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 35 \times 40 = 1.4 \text{ cm}^2$$

- ✚ Condition de non fragilité :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 35 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

V.3.3.2. Calcul des armatures

- ✚ Combinaisons: 1.35G+1.5Q

En travée

- E.L.U :

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Niveau	M_u (KN. m)	μ	μ_l	α	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
RDC+8étage	101.25	0.15	0.392	0.204	0.92	8.54

- E.L.S :

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

Niveau	α	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC+8étage	0.204	101.25	73.99	1.37	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+8étage	8.54	1.4	1.56	7	8.54	6HA14=9.24

- ✚ La combinaison : 1.35 G+1.5Q

E.L.U

- ✚ En Appuis

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_{appuis}(\text{cm}^2)$
RDC+8étage	192.53	0.283	0.392	0.43	0.83	18.01

E.L.S

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

Niveau	α	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	α	condition
RDC+8étage	0.43	192.53	140.63	1.37	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+8étage	18.01	1.4	1.56	7	18.01	9HA16=18.10

V.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 :

$$\frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A(d - y_1) = 0$$

✚ En travée

$$M_{tser} = 73.99KN.m \Rightarrow As = 9.24cm^2$$

$$D = \frac{15 \times A}{b}$$

$$E = 2 \times D \times d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times M}{\alpha_1 \times \beta_1 \times d^2 \times b}$$

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
4.62	341.88	13.99	0.378	0.874	24.68	247.62	10.90

$$\sigma_s = 247.62MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400MPa(cv)$$

$$\sigma_b = 10.90MPa \leq \sigma_b = 15MPa(cv)$$

✚ En appuis

$$M_{max} = 140.63KN.m \Rightarrow As = 18.10cm^2$$

$$\frac{15 \times A}{b}$$

$$E = 2 \times D \times d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d} \quad \sigma_b = \frac{2 \times M}{\alpha_1 \times \beta_1 \times d^2 \times b}$$

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
7.75	573.5	17.42	0.47	0.84	16.91	249.98	14.86

$$\sigma_s = 249.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad (c v)$$

$$\sigma_b = 14.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (c v)$$

V.3.3.5: Ferrailage des armatures transversales

V.3.3.5.1: Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_{max} = 196.35 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{196350}{350 \times 370} = 1.51 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad (c v)$$

V.3.3.5.2: Disposition constructive

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

❖ **En zone nodal** : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi l; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

❖ **En zone courante** : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}; \text{ en end} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9d; 50 \text{ cm}) \text{ BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(33.3 \text{ cm}; 50 \text{ cm}) \quad (c v)$$

V.3.3.5.3: Section minimale des armatures transversales : BAEL(A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = 0.7 \text{ cm}^2$$

V.3.3.5.4 : Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

V.3.4 : Les poutres secondaires (30× 40)

Commination s	G+Q		1.35G+1.5Q	G+Q+Ex
Values	En travée	En Appui	En travée	En Appui
	55.29(KN .m)	69.45(KN .m)	76.04KN .m	132.84(KN .m)

Tab V.5 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

V.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales

✚ E.L.U

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} ; \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \times \beta \times d} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✚ E.L.S

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 vérifiée :

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

- Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- 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) :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

V.3.4.2. Calcul des armatures

- Combinaisons: 1.35G+1.5Q

En travée

❖ E.L.U

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Niveau	M_u (KN. m)	μ	μ_l	α	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
RDC+8étage	76.04	0.13	0.392	0.51	0.80	7.38

❖ E.L.S

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

Niveau	α	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	α	condition
RDC+8étage	0.13	76.04	55.29	1.38	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+8étage	7.38	1.2	1.34	6	7.38	6HA14=9.24

- La combinaison : G+Q+Ex

❖ En Appuis

Niveau	M_u (KN. m)	μ	μ_l	α	β	$A_{appuis}(\text{cm}^2)$
RDC+8étage	132.84	0.174	0.392	0.24	0.608	14.76

❖ E.L.S

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

Niveau	α	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC+8étage	0.24	132.84	69.45	1.91	0.705	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+8étage	14.76	1.2	1.34	6	14.76	8HA16=16.08

V.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 (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A(d - y_1) = 0$$

- En travée

$$M_t \text{ ser} = 55.29 \text{KN m} \Rightarrow A_s = 9.24 \text{cm}^2$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} \quad E = 2 \times D \times d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d} \quad \sigma_b = \frac{2 \times M}{\alpha_1 \times \beta_1 \times d^2 \times b}$$

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
4.62	341.88	14.43	0.39	0.87	23.46	185.88	7.93

$$\sigma_s = 185.88 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa (c v)}$$

$$\sigma_b = 7.93 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa (c v)}$$

- En appuis

$$M_{\max} = 69.45 \text{KN.m} \Rightarrow A_s = 16.08 \text{cm}^2$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} \quad E = 2 \times D \times d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d} \quad \sigma_b = \frac{2 \times M}{\alpha_1 \times \beta_1 \times d^2 \times b}$$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E(cm)	$y_1(cm)$	$\alpha_1(cm)$	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
8.04	594.96	17.65	0.47	0.84	16.91	138.96	8.56

$$\sigma_s = 138.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} (c v)$$

$$\sigma_b = 8.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} (c v)$$

V.3.4.4:Ferraillage des armatures transversales

V.3.4.4.1:Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V \text{ max} = 189.97 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{189970}{300 \times 370} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4.34 \text{ MPa} \quad (c v)$$

V.3.4.4.2:Disposition constructive

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

❖ En zone nodal : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi l; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

❖ En zone courante : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}; \text{ en} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9d; 50 \text{ cm}) \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(33.3 \text{ cm}; 50 \text{ cm}) \quad (c v)$$

V.3.4.4.3:Section minimale des armatures transversales : BAEL(A.5.1.23)

$$s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = 0.7 \text{ cm}^2$$

V.3.4.4.4 : Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : (cadre de HA8 et étrier de HA8).

V.3.5 : Ferraillage des poutres :

poutre	Position	N ^{nbr} des Barres	A _{adop} (cm ²)
Poutre(35× 40)	Travée	6HA14	9.24
	Appui	9HA16	18.10
Poutre(30× 40)	Travée	6HA14	9.24
	Appui	8HA16	16.08

Tab V.6: Ferraillage des poutres

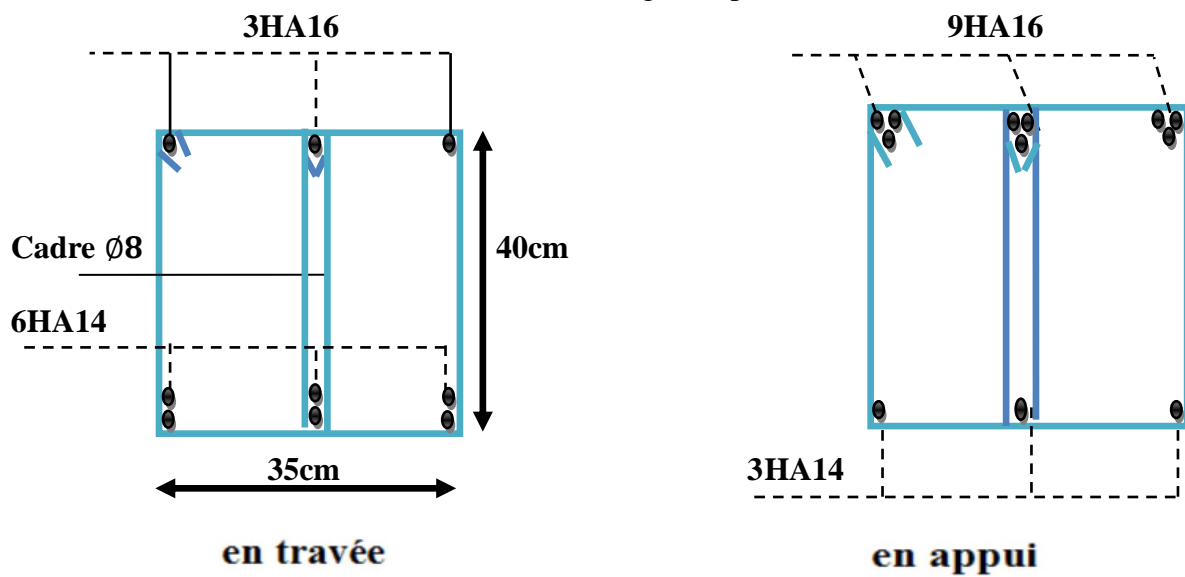


Fig. V.2.: ferraillage de poutre principale

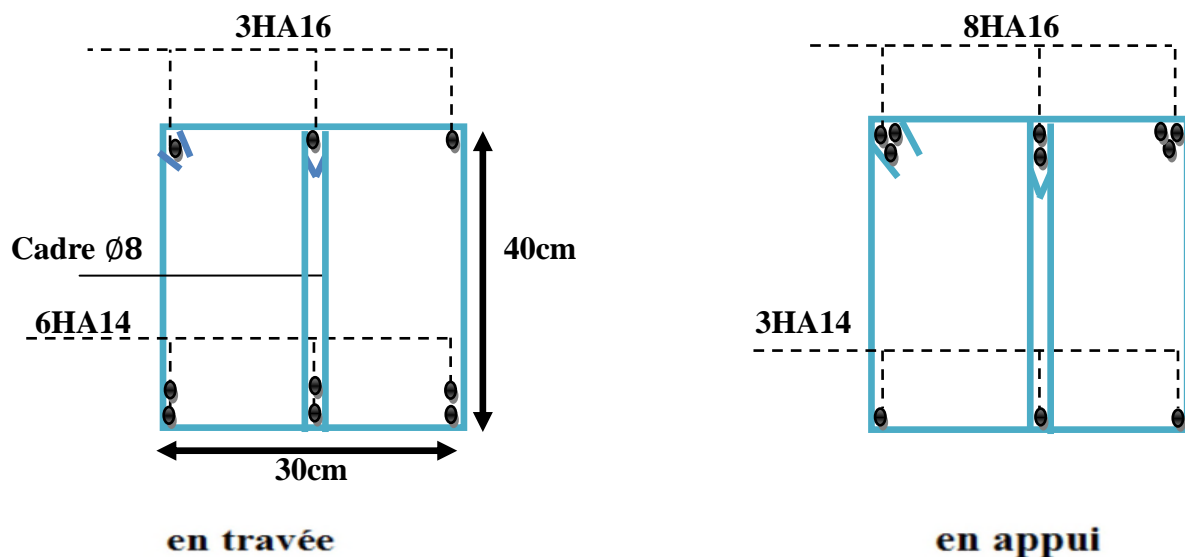


Fig. V.3.: ferraillage de poutre secondaire

V.4.: FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1.: Introduction :

charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferraillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.4.2:Types d'armatures

V.4.2.1:Armatures vertical

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%. Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

V.4.2.2 : Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux

(2) Valeurs Suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times a \text{ cm}$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

avec a : épaisseur du voile.

$$S_t \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1,5a)$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{calculé}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

V.4.3. Calcul la section des armatures

V.4.3.1- Ferraillage vertical

✚ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

✚ Etapes de calcul :

1. Détermination de la nature de la section :

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $\frac{h}{6}$)

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal: $e = \frac{M}{N}$

2. Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$e_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e'$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_u = A' \times \sigma_s + A \times \sigma_{s10\%00}$$

$$M_a = A' \times \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_u \times a_2}{(a_1 + a_2) \times \sigma_{s10\%00}} \quad ; \quad A = \frac{N_u \times a_1}{(a_1 + a_2) \times \sigma_{s10\%00}}$$

❖ Remarque :

Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de compression.

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \times (d - \hat{c}) - M_A > (0.33 \times h - 0.81 \times d) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Ou : *MA* : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$\text{Si: } N \times (d - c') - M_A > (0.33 \times h - 0.81 \times d) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times \sigma_{bc}]}{(d + c') \times \sigma_2} \quad \text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%_0$$

$$A = \frac{N_U \times b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

$$\text{Si: } N \times (d - c') - M_A > (0.33 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A = 0 \Rightarrow A' = \frac{N - (\psi \times b \times h \times \sigma_{bc})}{\sigma_s}$$

$$\psi = \frac{0.37 + \frac{n \times (d - c') - M_A}{b \times h^2 \times \sigma_{bc}}}{0.875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

Section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \times (d - c') - M_A \leq (0.33 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6 \times M}{a \times h^2}$$

- 1^{ère} cas (S.P.C) :

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

- 2^{ème} cas (S.E.T) :

$$\sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

- 3^{ème} cas (S.E.C) :

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N = 0.8 \times N_G \pm N_E$$

$$M = 0.8M_G \pm ME$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$M = M_G + M_Q \pm N_E$$

4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0.8N_g + N_e$$

($N_e=0$ cas des voiles pleins)

$$M_{\min} = 0.8M_g + M_e$$

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 :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

V.4.: ARMATURES VERTICALES :

$$G + Q \pm E \quad \Rightarrow \quad M = 709.01 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad N = 1233.83 \text{KN}$$

$$h = 2 \text{ m} \Rightarrow c = 5 \text{ cm} \Rightarrow d = h - c = 1.95 \text{ m} \Rightarrow b = 18 \text{ cm}$$

Détermination de l'excentricité 'e' :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{709.01}{1233.83} = 0.57 \text{ m}$$

$$N \times (d - c') - M_A \leq (0.33 \times h - 0.81 \times d) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

$$M_A = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_A = 709.01 + 1233.83 \times (1.95 - 1) = 1881.15 \text{KN.m}$$

$$1233.83 \times (1.95 - 0.05) - 1881.1 \leq (0.33 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.18 \times 2^2 \times 14.2$$

$$463.13 \text{ KN.m} \leq 3166.884 \text{KN.m} \quad (c \ v)$$

✚ Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \times e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0.57}{2} = 5.7 \quad ; \quad \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 2}{2} = 0.7$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7 \leq 15 \quad (cv)$$

✚ Calcul de ferraillage :

❖ Calcul des armatures à la flexion simple:

$$M_A = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 709.01 + 1233.83 \times (1.95 - 1) = 1881.15 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{MPa (cas accidentel)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1881.15 \times 10^3}{18.5 \times 18 \times 195^2} = 0.148 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.20 \quad ; \quad \beta = 0.92$$

Donc: $A'_f = 0$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \times \beta \times d} = \frac{1881.15 \times 10^3}{400 \times 0.92 \times 195} = 26.21 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

1. En la zone tendue:

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 26.21 - \frac{1233830}{100 \times 400} = 30.84 \text{ cm}^2$$

- L'armature vertical minimal :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de *Navier Bernoulli*

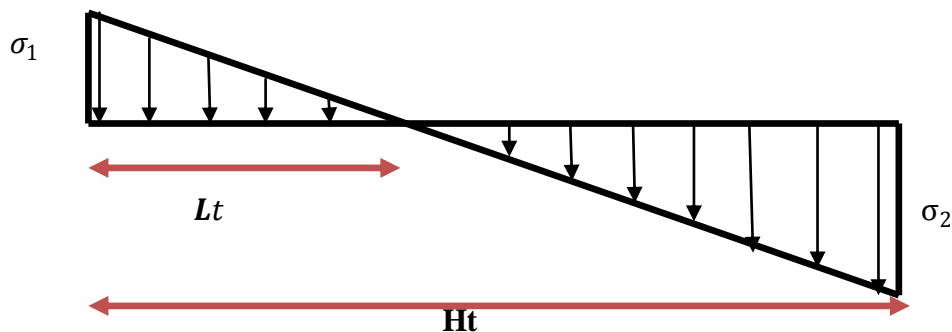
$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2} = \frac{1233830}{180 \times 2000} + \frac{6 \times 709010 \times 10^3}{180 \times (2000)^2} = 9.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6 \times M}{a \times h^2} = \frac{1233830}{180 \times 2000} - \frac{6 \times 709010 \times 10^3}{180 \times [(2000)]^2} = -2.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.42$$

Alors:

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 42 \times 18 = 1.51 \text{ cm}^2$$



- ✚ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

Globalement dans la section du voile : 0,15% (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1) :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 18 \times 200 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$\text{Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal} ; A_{min}^{RPA})$$

$$\text{Alors en prend} \Rightarrow A = 30.84 \text{ cm}^2$$

2. En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0 \quad h' = 200 - 2 \times 0.42 = 199.16 > 0$$

$$A_{min} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 18 \times 199.16 = 3.58 \text{ cm}^2$$

choix d'armature

En la zone tendue : $A=30.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend : 16HA16=32.16 cm^2

En zone courante : $A=3.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend : 8HA8=4.02 cm^2

❖ L'espaceur : d'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1,5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(18 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$ On prendre : $S=20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min\left\{\frac{1,5 \times a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \rightarrow D = 13,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prendre : } D = 10 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a \times d} = \frac{1032920}{180 \times 195} = 2,84 \text{ MPa (c v)}$$

a : épaisseur du voile ($a=18 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h=200 \text{ cm}$)

V.5.ARMATURES HORIZONTALES

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 18 \times 100 = 2,7 \text{ cm}^2$$

• En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 18 \times 200 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

❖ Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de Navier

Bernoulli :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2}$$

Exemple de calcul :

Soit le voile VL1 au niveau de RDC

La vérification ce fait pour le combinaison suivant :G+Q+E

M=709.01 KN. m

N=1233.83 KN

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6 \times M}{a \times h^2} = \frac{1233830}{180 \times 2000} + \frac{6 \times 709010 \times 10^3}{180 \times (2000)^2} = 9.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 9.34 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

V.6.: FERRAILLAGE DES VOILES :

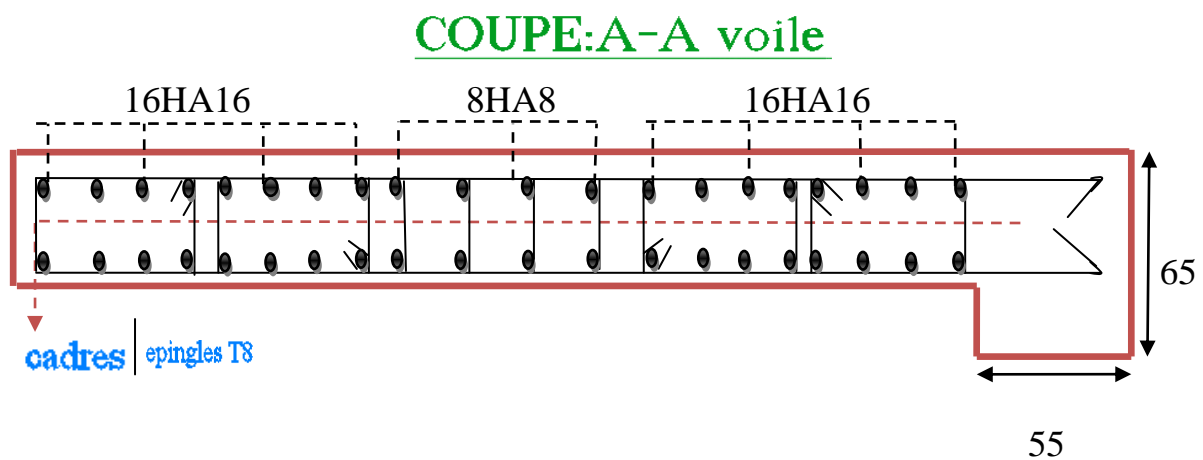


Fig. V.4 : coupe de ferraillage du voile

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI:

Etude de l'infrastructure

VI .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.

VI .2 : DEFINITION

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_s sol) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais insitu).

On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de $150 \text{ Kg}/m^3$.

VI .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.

VI.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...).

VI.3.2 : Choix de type de fondation

Fondations superficielles de type

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.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.

VI.4 : CALCUL DES FONDATIONS

VI.4 .1 : Etude géotechnique

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Jijel

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont

- Calcul la contrainte admissible Q:

Deux couches de sol(sable argile ; sable moyen).

$$q_l = \frac{1}{2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma(\emptyset) + C \times N_c(\emptyset) + (q + \gamma_2 \times D)N_q(\emptyset)$$

q_l :capacité portait contrainte a dmicale.

γ_1 :poids volumique des sol sons la base.

γ_2 : poids volumique des râlement à la fondation.

q : sur charge verticale à la fondation.

C :confisions de sol sons la bas.

G_s : poids spécifique des grains solides.

γ' : poids volumique apparent humide.(saturé)

γ_s : poids volumique sable sèche.

γ_d : poids volumique apparent sec .

$N_\gamma(\emptyset)$. $N_c(\emptyset)$. $N_q(\emptyset)$:sons la facteur de portance qui dépendant de l'angle frottement \emptyset du sol sous la base de la fondation.

$$C = 0 \Rightarrow q = 0 \Rightarrow D = 1m ; \emptyset' = 30^0 ; \gamma_d = 19 \frac{KN}{m^3}$$

$$\gamma_s = 24KN/m^3 \Rightarrow \gamma_1 = \gamma_2 = \gamma'$$

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{G_s} \times \gamma_d = 11.08 \Rightarrow G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{24}{10} = 2.4$$

$$N_\gamma(\emptyset) = 21.8 kN ; N_c(\emptyset) = 30.1 kN ; N_q(\emptyset) = 18.4 kN$$

$$q_l = (1/2 \times 11.08 \times 2.30 \times 21.8) + (0 \times 30.1) + (0 + 11.08 \times 1)18.4 = 481.65 kN$$

$$P_{ntte} = q_l - \gamma_2 \times D = 481.65 - 11.08 \times 1 = 470.57 kN$$

$$Q = \frac{P_{ntte}}{3} + \gamma_2 \times D = \frac{470.57}{3} + 11.08 \times 1 = 167 KN = 1.7bar$$

contrainte admissible : $Q=1.7$ bars pour l'ensemble du site.

- types de sol : classé dans la catégorie S2 (sol ferme)
- ancrage des fondations : $D=1m$

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.

VI.4 .2 : Calcul la section des semelles

La surface de la semelle est donnée par :

$$S > \frac{N}{\sigma_{SOL}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{SOL} = 17 \frac{T}{m^2}$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- E.L.S:

$$N_{ser} = N_G + M$$

$$Semelle = 192.57 m^2$$

Surface total du bâtiment : Bâtiment=307.32 m²

✚ Vérification

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{192.57}{307.32} = 62\% > 50\%$$

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.

VI.5 : RADIER G NERVURE

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.

VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition forfaitaire :

Sous Poteau :

La dalle .

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

Avec $L_{\max} = 595 \text{ cm}$.

Donc : $hr \geq 29.75 \text{ cm}$

Une hauteur minimale de 25 cm

$$\text{La nervure : } h \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec $L_{\max} = 595 \text{ cm}$

Donc : $h \geq 60 \text{ cm}$

✚ condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✚ 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.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

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).

$$\text{donc: } h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5.95 \text{ m}; \quad E = \frac{3216420 \text{ t}}{\text{m}^3}; \quad K = 4000 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 40 \text{ KN}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.95^4}{3216420 \times 3.14^4}} \quad \Rightarrow \quad h \geq 0.9064 \text{ m}$$

- La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(90.64 \text{ cm}, 29.75 \text{ cm}, 60 \text{ cm})$$

prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

On prend : $h = 90 \text{ cm}$.

❖ Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{radie} = 50 \text{ cm} \Rightarrow h_{Nervure} = 90 \text{ cm}$$

$b=65 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VI.5.2 : Vérification de la surface du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

$$\text{E. L. U: } N_u = 44765.55 \text{ KN.}$$

$$\text{E. L. S: } N_s = 32737.43 \text{ KN.}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{44765.55}{1.33 \times 170} = 197.9$$

$$\text{ELS} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{32737.43}{1.33 \times 170} = 144.79$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 307.32 > \text{Max}(S_1; S_2) = 197.99 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment $>$ a la surface de Radier

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 (26.85 m)

L_y : largeur en plan (15.03m)

VI.5.3 : Calcul de débordement D

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2} ; 30 \text{ cm}\right). \text{OU}' : h_r = 90 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \max(45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend :

$D=0.50\text{m}$; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 307.32 + 0.50 \times 2(26.85 + 15.03) = 349.2\text{m}^2$$

✧ Poids du radier

$$G = (349.2 \times 1 \times 25 = 8730 \text{ KN}$$

✧ Combinaison d'action

$$N_u = 144765.55 + 1.35 \times (8730) = 156551.05 \text{ KN}$$

$$N_s = 32737.43 + 8730 = 41467.43 \text{ KN}$$

VI.5.4 Vérifications de radier

✧ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9$ $h=81 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{S_{\text{rad}} \times 2} = \frac{156551.05 \times 1 \times 5.95}{2 \times 349.2}$$

$$T_u^{\max} = 1333.732 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1333732}{1000 \times 810} = 1.64 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa (c v)}$$

✧ Vérification au poinçonnement:

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:

- vérification pour les poteaux :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau(C4) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

$$N_u = 346.736 \text{ T.}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2 \times h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.65 + 2 \times 0.90) = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow N_u = 346.736 \leq 0.045 \times 6 \times 0.9 \times \frac{2500}{1.5} = 405 \text{ T}$$

$$N_u = 346.736 \text{ T} \leq 405 \text{ T} (\text{C v}).$$

VI.5.5 : Vérification de la stabilité du radier

✚ Vérification à l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous les efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S$$

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 ($h=2.30 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S=349.2 \text{ m}^2$).

$$N_G = 28937.23 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 349.2 \times 0.9 \times 25 = 7857 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 28937.23 + 7857 = 36794.23 \text{ KN}$$

- $W = N_T = 36794.23 \text{ KN}$
- $\alpha \times \gamma \times h \times S = 12047.4 \text{ KN}$
- $W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S \Rightarrow 36794.23 \text{ KN} \geq 12047.4 \text{ KN}$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5.6: Vérification au renversement du au séisme

On doit avoir :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i + T_0 \times Z$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = w \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base ;

Z : profondeur de l'infrastructure (h=2.30 m)

✚ Sens longitudinal:

a) Sens (x-x)

Vérifications:

$$M_s = 3002.26 \times \frac{26.85}{2} = 40305.3405 \text{ T.m}$$

$$M_R = 2776.7162 + 73.78 \times 2.30 = 2946.4102 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{RX}} = \frac{40305.3405}{2946.4102} = 13.67 \geq 1.5 \quad (\text{C V})$$

✚ Sens transversal :

b) Sens(y-y)

Vérifications:

$$M_s = 3002.26 \times \frac{15.03}{2} = 22561.983 \text{ T.m}$$

$$M_R = 2549.795 + 73.78 \times 2.30 = 2719.489 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{RX}} = \frac{22561.983}{2719.489} = 8.29 \geq 1.5 \quad (\text{C V})$$

VI.5.7 : Caractéristiques géométriques du radier

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT

$$X = \sum \frac{S_i \times X_i}{S_i} = 13.07 \text{ m}$$

$$Y = \sum \frac{S_i \times Y_i}{S_i} = 5.97 \text{ m}$$

Moment d'inertie d'un radier:

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 7596.96 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 24244.35 \text{ m}^4$$

VI.5.7 : Vérification de stabilité

VI.5.7 .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.

VI.5.7 .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 vertical.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

	Sens(x. x)	Sens(y. y)
N_{total}(KN)	23149.78	23149.78
M(KN. m)	29464.102	27194.89
e(m)	1.27	1.17
L/4 (m)	6.71	3.75
Condition	Condition vérifié	Condition vérifié

Tab VI.1.: La stabilité du radier sous (0.8G±E)

VI.5.7 .3 : Vérification des contraintes des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} 1.5$$

$$N=32737.43 \text{ KN} \Rightarrow S_{\text{radies}} = 349.2 \text{ m}^2.$$

Sens – X			Sens- Y		
M x-x (K N. m)	Ix-x (m ⁴)	X _G (m)	M y-y (K N.m)	I y-y (m ⁴)	Y _G (m)
29464.102	7596.96	13.07	27194.89	24244.35	5.97

	G+Q+E			$\bar{\sigma}_{\text{sol}} 1.5$	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	144.44	70.59	125.97	255	Condition verifier
Sens (Y-Y)	108.41	87.05	103.07	255	Condition verifier

Tab VI.2 : Vérification des contraintes des fondations

VI.6 : FERRAILLAGE 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: $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VI.6 .1 : Méthodes de calcul

Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Tel que :

μ_x ; μ_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 encastres 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	$Max=May=0.3M_x$	$Max=May=0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI.6 .2 : Calcul des moments fléchissant

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_{radier}} = \frac{44765.55}{349.2}$	$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} = \frac{32737.43}{349.2}$
$q_u=128.19$ KN/m	$q_{ser}=93.75$ KN/m

Le plus grand panneau est le panneau du 5.85×5.95 (intermédiaire).

a) l'ELU

$$\nu = 0 q_u = 128.18 \frac{KN}{m}$$

$$\alpha = \frac{5.85}{5.95} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0385$$

$$\mu_y = 0.956$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

$$Max = May = 0.5 \times M_x$$

sens (X-X)				Sens (y-y)			
μ_x	M x	M t x	Max	μ_y	M y	M t y	May
0.0385	168.88	126.66	84.44	0.0956	161.44	121.08	84.44

Tab VI.3: résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

VI.6 .3 : Calculus des armatures

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{smin} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\varphi_x = \varphi_y \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm} \quad d_y = d_x - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

	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)	84.44	126.66	84.44	121.08
μ	0.0329	0.0493	0.0422	0.0606
α	0.0418	0.0632	0.0539	0.0782
β	0.98	0.97	0.98	0.97
As (cm²/ml)	5.83	8.83	6.67	9.56
As min (cm²/ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
Choix des Barres	6HA12	6HA14	6HA12	6HA14
As Adap (cm²/ml)	6.79	9.24	6.79	9.24

Espacement (cm)	20	20	20	20
----------------------------	----	----	----	----

Tab VI.4: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)

l' ELS :

$$v=0.2 \Rightarrow q_s = 93.75 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{5.85}{5.95} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{BAEL91(Art. 4.5.2)}$$

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

A partie du tableau:

$$\mu_x = 0.0459 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0.970$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

sens (X-X)				Sens (y-y)			
μ_x	M x	M t x	Max	μ_y	M y	M t y	May
0.0459	147.26	125.17	44.18	0.0970	142.85	121.42	44.18

Tab VI.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)	44.18	125.17	44.18	121.42
μ	0.0172	0.0488	0.0221	0.0608
α	0.022	0.062	0.028	0.078

β	0.99	0.97	0.99	0.97
As (cm ² /ml)	2.63	7.59	2.97	8.35
As min (cm ² /ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
Choix des Barres	6HA8	6HA14	6HA8	6HA14
As Adap (cm ² /ml)	3.02	9.24	3.02	9.24
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tab VI.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VI.6 .4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{128.18 \times 5.85 \times 5.95}{2 \times 5.95 + 5.85} = 251.36 \text{ KN /m}$$

$$\tau_u = \frac{251360}{1000 \times 425} = 0.59 \text{ PMa}$$

$$\tau = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{PMa}\right) = \min(2.5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.59\text{MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.7 : ETUDE DU DEBORD 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	50	42.5	90	128.18	93.75

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{Smin} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 12.5 \text{ cm}^2$$

- L'ELU :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} = 51.91 \text{ KN.m}$$

Mu (KN m)	μ	α	β	As (cm ²)	A _{Smin}	A ^{BAEL}
51.91	0.0202	0.0255	0.99	3.08	5.13	12.5

Donc $A_s = \max (A_{BAEL} , A_{S \text{ cal}} , A_{S \text{ min}})$.

$$A_s = 12.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit A=12.06= 6HA16 /ml avec un espacement 16 cm.

-Armature de répartition:

$$A_r = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=3.14= 4HA10 avec un espacement 12cm.

- L'E.L.S:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = 37.96 \text{ KN.m}$$

Ms KN .m	μ	α	β	As (cm ²)	A _{Smin}	A ^{BAEL}
37.96	0.0147	0.0185	0.99	2.25	5.13	10.63

Donc $\Rightarrow A_s = \max(A_{BAEL} , A_{S \text{ cal}} , A_{S \text{ min}})$.

$$A_{BAEL} = 10.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A=10.78=7HA14$ /ml avec un espacement 16 cm.

VI.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 :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{4}$$

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).

$$q_u = 128.18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{93.75 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014:

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sans (x-x) :

✚ L'ELU :

Travée	3.75	3.55	5.85	5.85	3.55	3.75
La charge P (KN/m)	240.33	227.52	374.93	374.93	227.52	240.33

✚ L'ELS:

Travée	3.75	3.55	5.85	5.85	3.55	3.75
La charge P (KN/m)	175.78	166.41	274.22	274.22	166.41	175.78

Sans (y-y) :

L'ELU :

Travée	2.75	5.95	4.48
La charge P (KN/m)	176.25	381.33	287.12

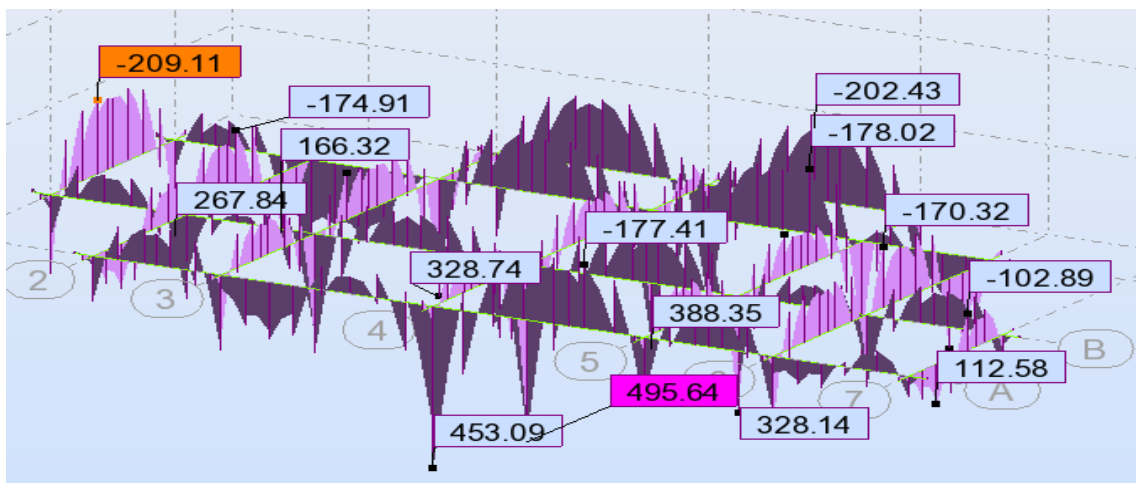
L'ELS:

Travée	2.75	5.95	4.48
La charge P (KN/m)	128.90	278.90	210

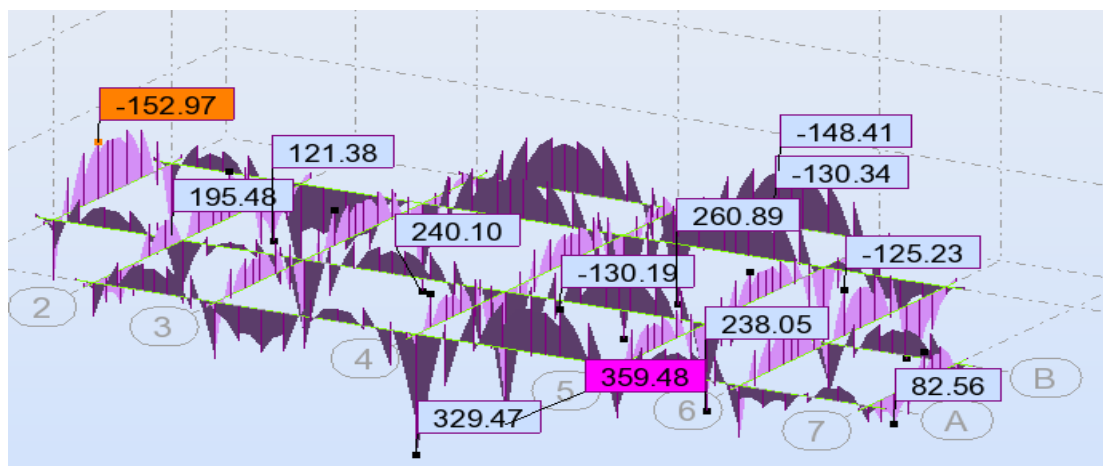
Diagrammed des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**.

L'ELU:

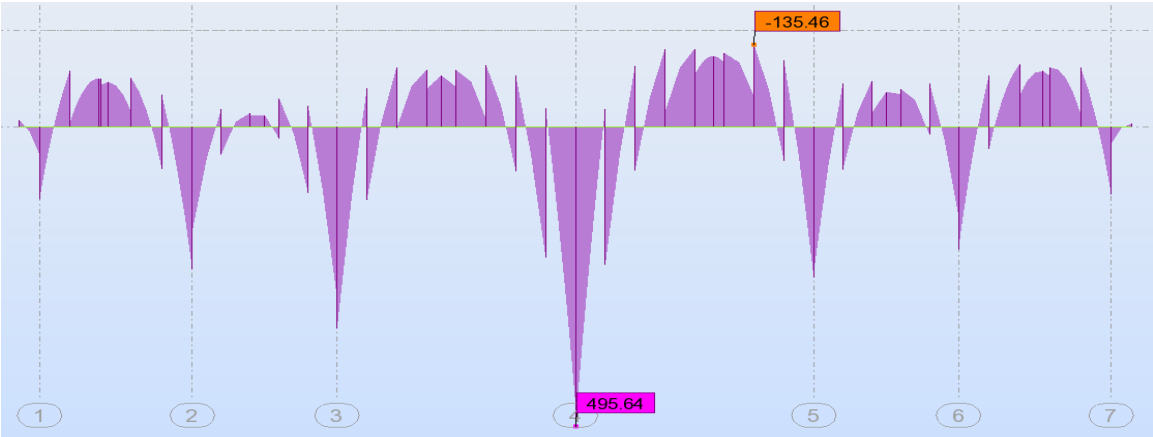


L'ELS:

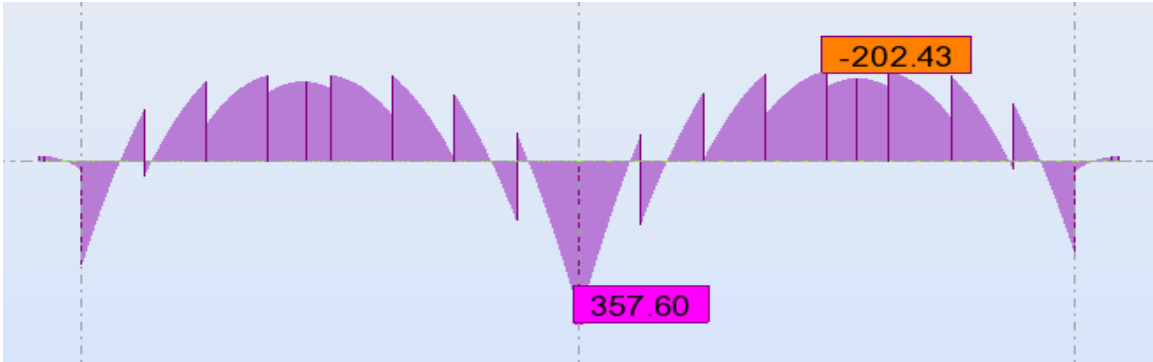


Sens (x-x) :

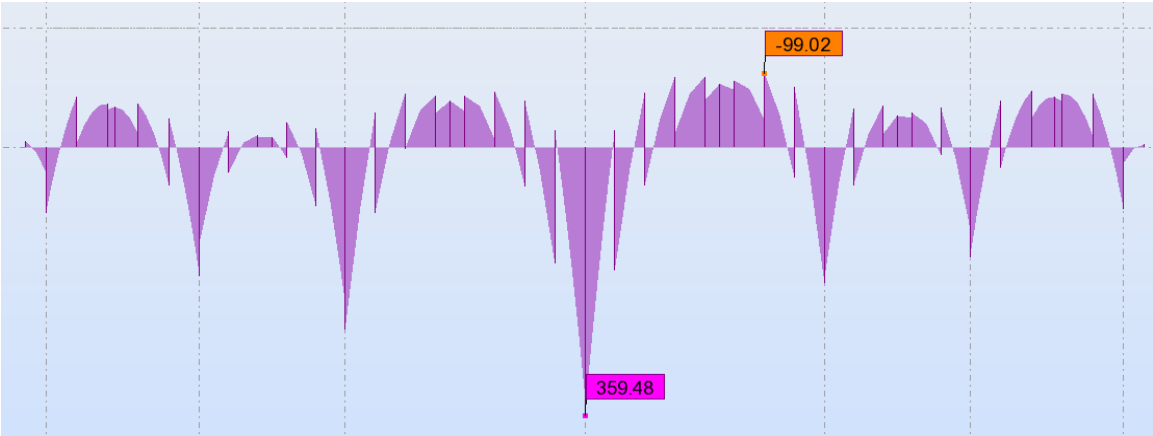
L'ELU:(sur appui)



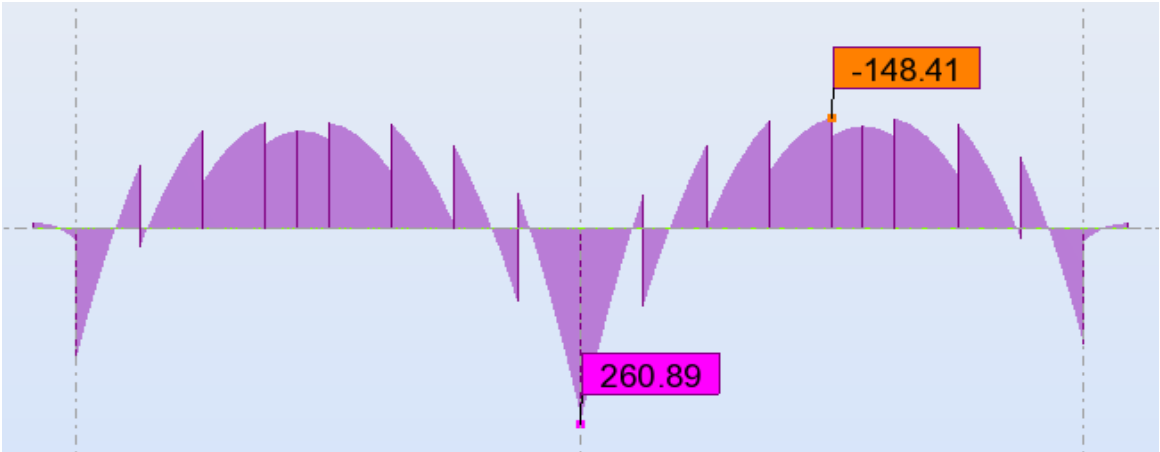
L'ELU:(Travée)



L'ELS : (sur appui)

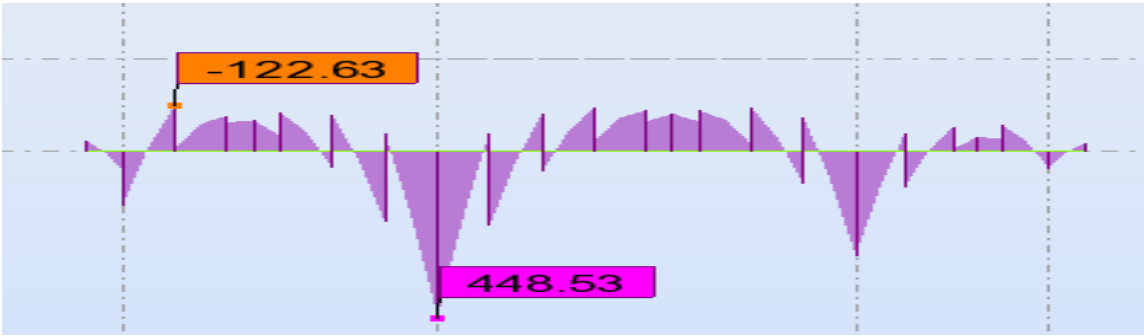


L'ELS : (Travée)

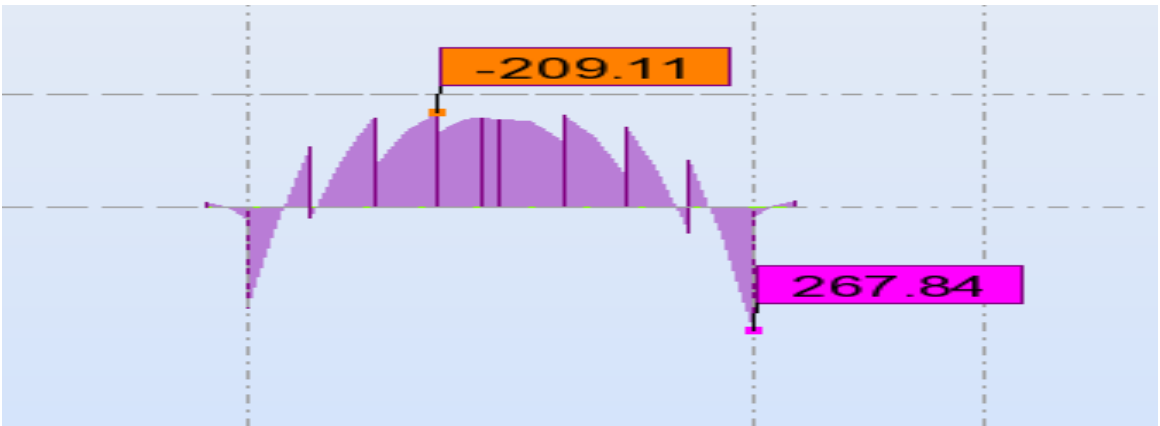


Sens (y-y) :

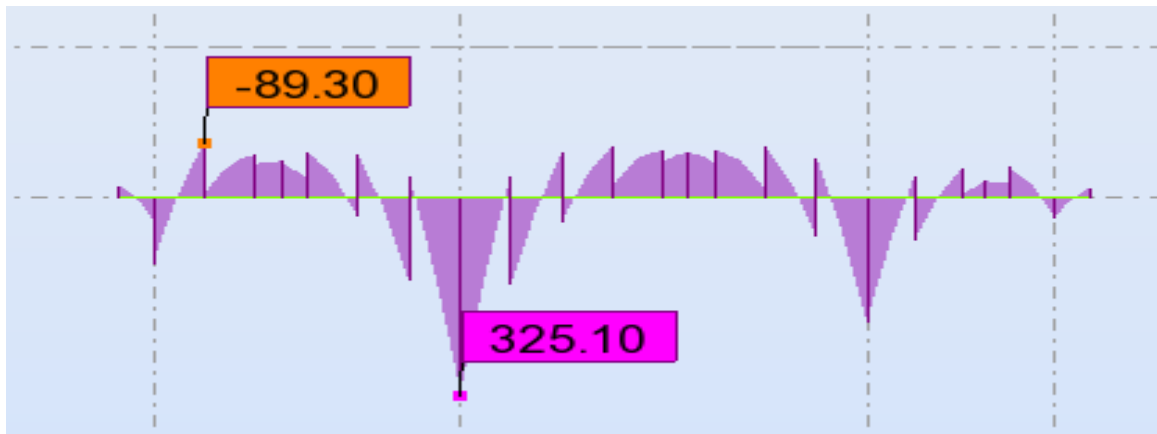
L'ELU:(sur appui)



L'ELU(Travée)



✚ L'ELS : (sur appui)



✚ L'ELS : (Travée)

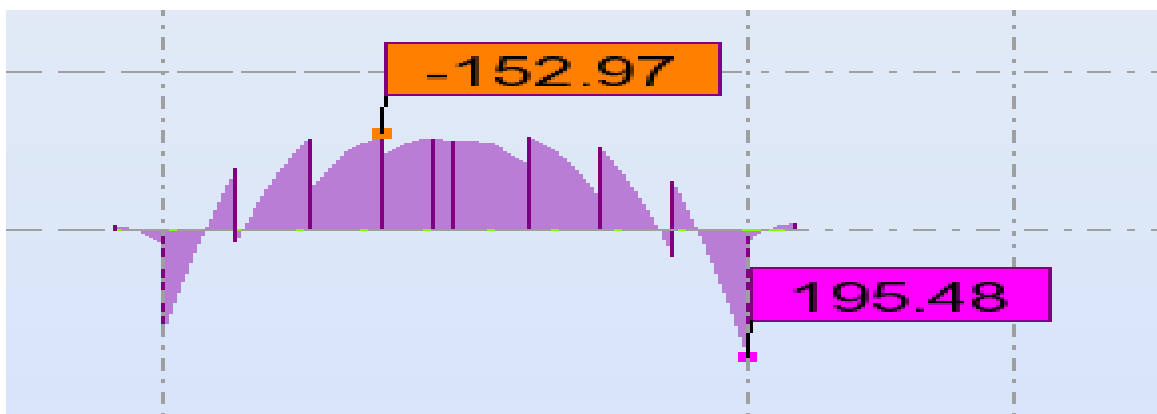


Fig. VI.1.: Sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel robot 2014.

VI.9 : CALCUL DU FERRAILLAGE

VI.9.1 : L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\varnothing}{2} ; \varnothing \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{90}{10} = 9$$

$$C_0 \geq 1cm \Rightarrow C_0 = 5cm \quad C \geq 5 + \frac{9}{2} = 9.5cm$$

Alors on adopte $c=10cm$.

VI.9.2 : Calcul des armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad ; \quad A = \frac{M}{\sigma_s \times d \times \beta} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$$

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

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

$$ELU: \begin{cases} (x.x): M_t = 202.43 \text{ KN.m} & M_a = 495.64 \text{ KN.m} \\ (y.y): M_t = 209.11 \text{ KN.m} & M_a = 448.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} (x.x): M_t = 148.41 \text{ KN.m} & M_a = 359.48 \text{ KN.m} \\ (y.y): M_t = 152.97 \text{ KN.m} & M_a = 325.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Sans -X :

Elément	Mu (KN. m)	d t(cm)	μ	μl	α	β	A cal (cm ²)
Appuis	495.64	80	0.054	0.392	0.069	0.97	15.96
Travée	202.43	80	0.022	0.392	0.027	0.98	6.45

✚ Sans -y :

Elément	Mu (KN. m)	d t(cm)	μ	μl	α	β	A cal (cm ²)
Appuis	448.53	80	0.049	0.392	0.062	0.97	14.45
Travée	209.11	80	0.023	0.392	0.029	0.98	6.66

VI.9.3 : Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 55 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 5.31 \text{ cm}^2$$

VI.9.4 : Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h \quad ; \quad A_m \geq 0.001 \times 55 \times 90 = 4.95 \text{ cm}^2$$

section minimal de RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{RPA} = 0.5\% \times 55 \times 90 = 24.75 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

- Sens -X :

Elémet	$A_u \text{ cm}^2$	$A_{ser} \text{ cm}^2$	$A_{BAEL} \text{ cm}^2$	$A_{min}^{BAEL} \text{ cm}^2$	$A^{RPA} \text{ cm}^2$	$A_{max} \text{ cm}^2$	$A_{adop} \text{ cm}^2$
Appuis	15.96	11.58	5.31	4.95	24.75	24.75	8HA20 =25.13
Travée	6.45	4.73	5.31	4.95	24.75	24.75	8HA20 =25.13

- Sens -Y :

Elémet	$A_u \text{ cm}^2$	$A_{ser} \text{ cm}^2$	$A_{BAEL} \text{ cm}^2$	$A_{min}^{BAEL} \text{ cm}^2$	$A^{RPA} \text{ cm}^2$	$A_{max} \text{ cm}^2$	$A_{adop} \text{ cm}^2$
Appuis	14.45	10.47	5.31	4.95	24.75	24.75	8HA20 =25.13
Travée	6.66	4.87	5.31	4.95	24.75	24.75	8HA20 =25.13

VI.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.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{90}{595} = 0.15 \geq 0.0625 (c v)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.75M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{90}{595} = 0.15 \geq 0.075 (c v)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{25.13}{55 \times 80} = 0.00571 \leq \frac{4.2}{f_e} 0.0105 (c v)$$

VI.9.6: Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\diamond \text{ Sens}(x. x): T_{max}^u = 838.64 \text{ KN} = 0.83864 \text{ MN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{max}^u}{d \times b} = \frac{0.83864}{0.85 \times 0.55} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\diamond \text{ Sens}(y. y): T_{max}^u = 776.57 \text{ KN} = 0.77657 \text{ MN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{max}^u}{d \times b} = \frac{0.77657}{0.85 \times 0.55} = 1.66 \text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} (c v)$$

Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres des armatures minimales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{min} ; \frac{b}{10}\right) = \left(\frac{900}{35} ; 8 ; \frac{550}{10}\right) \rightarrow \emptyset t = 8 \text{mm}$$

VI.9.7 : Espacement des armatures transversales : RPA 99.

- La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30 \text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(22.5 ; 9.6 ; 30 \text{cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{cm}$$

- La zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \rightarrow S'_t \leq 45 \text{cm} \rightarrow S'_t = 15 \text{cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$\acute{L} = 2 \times h = 180 \text{cm} .$$

VI.9.8 : La quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S'}{f_e} \rightarrow 0.4 \times 55 \times \frac{15}{235} = 1.404 \text{ cm}$$

- Selon RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S' \times b \rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL} ; A_t^{RBA}) \rightarrow A = 2.47 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4\emptyset 10 = 3.14 \text{cm}^2$$

VI.10 : SCHEMA DU FERRAILLAGE

COUPE SUR NERVURE

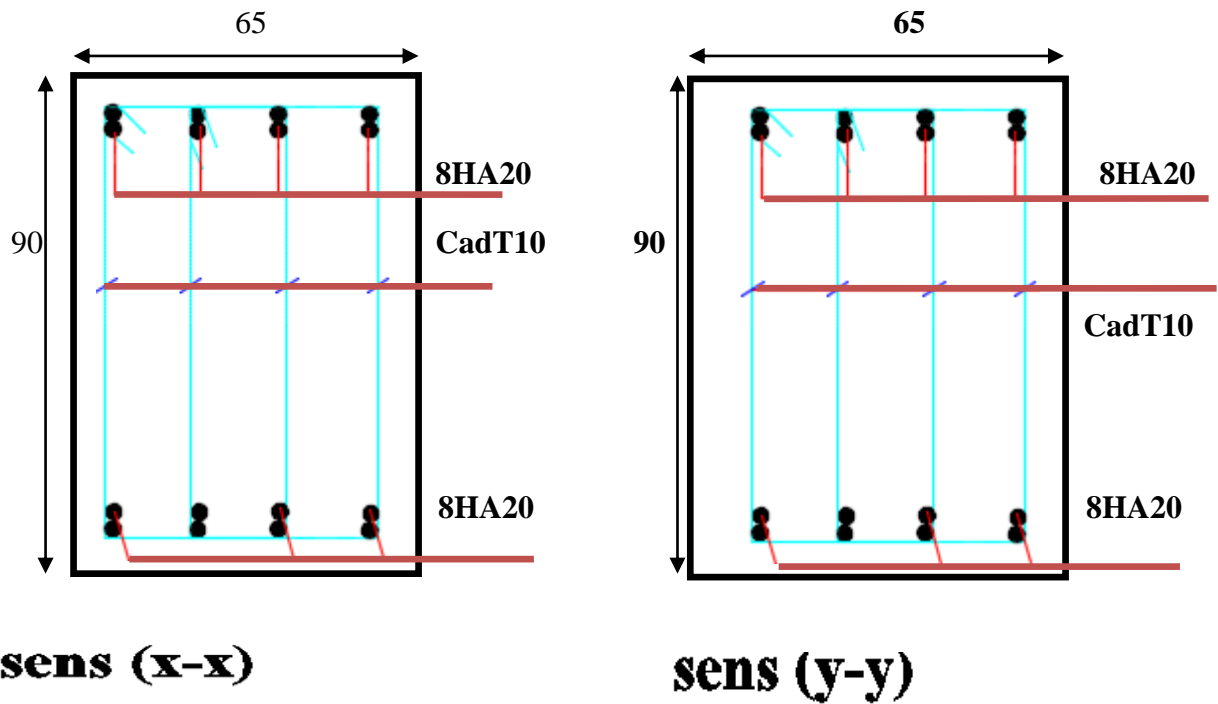


Fig. VI.2 : schéma du ferrailage de la nervure sens X-Y

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

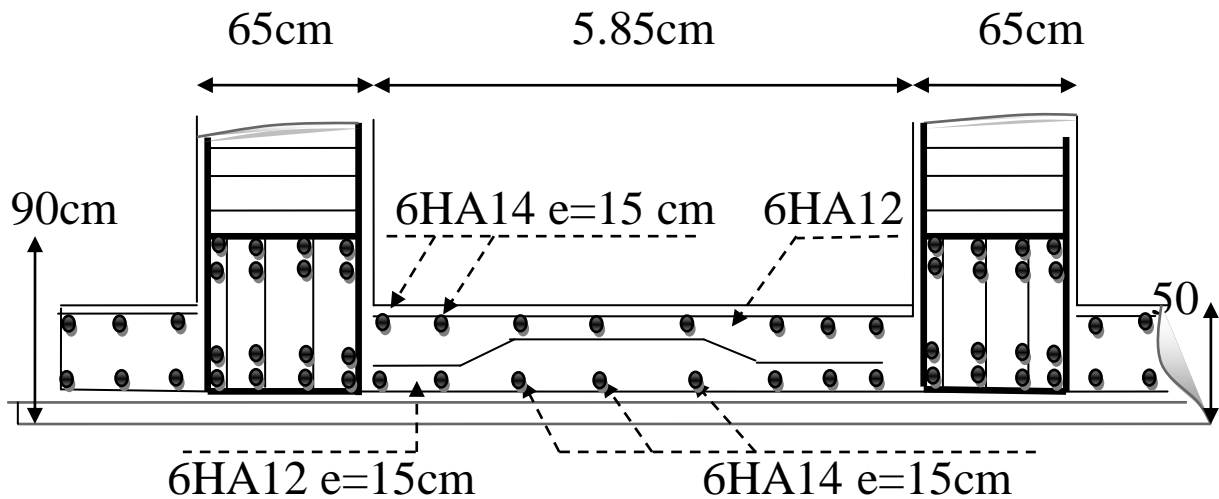


Fig. II.3.: Schéma de ferrailage du radier

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot.2014 ; autocar ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
 - Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.
- En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques. Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.


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).

TR Neige et Vent 99

RNV99 Cartes neige+vent

Livre:

 Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)

Logiciels :

 ROBOT 2014

 AUTOCAD 2015