

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البليدة 1  
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا  
Faculté De Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil  
مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

### THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARMEE EN RDC+9+S/SOL  
A USAGE MULTIPLE

Etudié et réaliser par :

**KRIZOU Mohammed**

**KHABBACHA Abdenour**

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr.MESSAOUDI.F	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

**Blida, 2023/2024**

## **Remerciements.**

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué à notre formation et qui nous ont aidés lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions dans un premier temps remercier infiniment notre promoteur Mr.F. MESSAOUDI de nous avoir encadrés, orientés, Aidés et conseillés.

Nous remercions les membres du jury qui prendront le temps de lire et évaluer ce travail.

Pour finir, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers les enseignants du département de génie civil de l'université de SAAD DAHLEB qui ont contribué à notre succès.

# Dédicace

*A ma très chère maman,  
Que la miséricorde d'Allah repose sur toi.  
Tu étais une source d'inspiration et de sagesse, une véritable étoile dans  
notre famille.  
Et au meilleur des pères,  
Que je sois la source de leur fierté.  
A ma petite sœur et mes frères,  
A qui je souhaite un avenir radieux et plein de réussites.  
A mes amis de la cite 3 BOUKRAA Soufiane et BOURGUIBA Brahim J'ai  
passé du temps avec vous tout au long de ma vie universitaire, et ce fut un  
honneur de vous connaître  
A ma famille,  
A mes amis,  
A bureau d'étude SARL CONSUBAT pour la réception et les informations,  
A mon binôme KHABBACHA Abdenour et à toute sa famille,  
En espérant une nouvelle collaboration à vos côtés.  
A tous ceux qui, par leur prière ou leur pensée, m'ont apporté leur aide,  
Et à tous ceux qui me sont chers.*

*KRIZOUM.M*

# Dédicace

*A ma très chère maman,  
Et au meilleur des pères,  
Que je sois la source de leur fierté.  
A mes sœurs et mes frères,  
A qui je souhaite un avenir radieux et plein de réussites.  
A mes amis de la cite 3 BOUKRAA Soufiane et BOURGUIBA Brahim J'ai  
passé du temps avec vous tout au long de ma vie universitaire, et ce fut un  
honneur de vous connaître  
A mon ami Oussama AHMED DJERIBA pour l'aide de mon etude  
A ma famille,  
A mes amis,  
A bureau d'étude SARL CONSUBAT pour la reception et les informations,  
A mon binôme KRIZOU Mohammed et à toute sa famille,  
En espérant une nouvelle collaboration à vos côtés.  
A tous ceux qui, par leur prière ou leur pensée, m'ont apporté leur aide,  
Et à tous ceux qui me sont chers.*

*KHABBACHA.A*

# Table des matières

Introduction générale	1
<b>Chapitre I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	<b>3</b>
I.1 Introduction : . . . . .	4
I.2 Présentation de l'ouvrage : . . . . .	4
I.2.1 Les Plans : . . . . .	4
I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en élévation : . . . . .	13
I.2.3 Dimensions de l'ouvrage en plan : . . . . .	13
I.3 Conception de la structure : . . . . .	13
I.3.1 Ossature de l'ouvrage : . . . . .	13
I.3.2 Planchers : . . . . .	13
I.3.2.1 Planchers corps creux : . . . . .	13
I.3.2.2 Planchers dalle pleine : . . . . .	14
I.3.3 Poteaux : . . . . .	14
I.3.4 Poutres : . . . . .	15
I.3.5 Classification du bâtiment : . . . . .	15
I.3.6 Maçonnerie : . . . . .	15
I.3.6.1 Murs extérieurs : . . . . .	15
I.3.6.2 Murs intérieurs : . . . . .	15
I.3.7 Revêtement : . . . . .	15
I.3.8 Escaliers : . . . . .	16
I.3.9 Caractéristique du sol : . . . . .	16
I.4 Caractéristiques des matériaux : . . . . .	16
I.4.1 Le Béton : . . . . .	16
I.4.1.1 Composition du béton : . . . . .	16
I.4.1.2 Résistances du béton : . . . . .	17
I.4.2 L'acier : . . . . .	19
I.4.2.1 Les limites lisses (R.L) . . . . .	19
I.4.2.2 Module d'élasticité des aciers . . . . .	19

I.4.2.3	Contrainte limite . . . . .	19
I.4.2.4	Le coefficient d'équivalence . . . . .	20
<b>Chapitre II:</b>	<b>PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	<b>21</b>
II.1	Introduction : . . . . .	22
II.2	Pré dimensionnement des planchers : . . . . .	22
II.3	Plancher à Corps Creux : . . . . .	22
II.4	Dalle pleine . . . . .	23
II.4.1	Critère de résistance . . . . .	23
II.4.2	Sécurité contre l'incendie . . . . .	24
II.4.3	Condition d'isolation acoustique . . . . .	24
II.5	Balcon (dalle pleine) : . . . . .	24
II.6	Pré dimensionnement des poutres . . . . .	24
II.6.1	Poutres principales : . . . . .	25
II.6.2	Poutres secondaires : . . . . .	25
II.6.2.1	Conclusion : . . . . .	25
II.7	Pré dimensionnement des poteaux : . . . . .	25
II.7.1	Charges permanentes : . . . . .	26
II.7.1.1	Plancher terrasse (inaccessible) : . . . . .	26
II.7.1.2	Plancher étage : . . . . .	26
II.7.1.3	Mur extérieur : . . . . .	26
II.7.1.4	Dalle pleine (15; <i>cm</i> ) : . . . . .	27
II.7.2	Charges d'exploitations (DTR charges permanentes et charge d'exploitation[1] art.7.2.1) : . . . . .	27
II.7.3	Surface d'influence du poteau : . . . . .	28
II.7.4	Charge et surcharge de chaque étage (poteau central) : . . . . .	30
II.7.5	Pré dimensionnement des voiles : . . . . .	33
II.7.5.1	Conclusion : . . . . .	34
<b>Chapitre III:</b>	<b>CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	<b>35</b>
III.1	Etude d'acrotère : . . . . .	36
III.1.1	Introduction . . . . .	36
III.1.2	Evaluation des charges : . . . . .	36
III.1.3	La force horizontale due à l'effet du séisme : . . . . .	37
III.1.4	Calcul des sollicitations : . . . . .	38
III.1.5	Calculs de Ferrailage : . . . . .	39
III.2	Balcon : . . . . .	40
III.2.1	Introduction . . . . .	40

III.2.2	L'Epaisseur de porte à faux . . . . .	41
III.2.3	Evaluation des charges . . . . .	41
III.2.4	Combinaisons des charges : . . . . .	41
III.2.5	Calcul du ferrailage : . . . . .	42
III.2.5.1	Armatures principales : . . . . .	42
III.2.5.2	Armatures de répartition : . . . . .	42
III.2.6	Vérifications : . . . . .	43
III.2.6.1	Condition de non fragilité : . . . . .	43
III.2.6.2	Vérification de l'effort tranchant : . . . . .	43
III.2.6.3	Vérification de la flèche : . . . . .	43
III.3	plancher à corps creux : . . . . .	43
III.3.1	Prédimensionnement des poutrelles : . . . . .	43
III.3.2	Ferrailage de la dalle de compression : . . . . .	44
III.3.3	poutrelles : . . . . .	45
III.3.3.1	Calcul des modules de déformation : . . . . .	54
III.3.3.2	Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : . . . . .	54
III.3.3.3	Calcul de la flèche due aux déformations différées : . . . . .	54
III.4	Les escaliers : . . . . .	56
III.4.1	Introduction : . . . . .	56
III.4.2	Hypothèses de calcul : . . . . .	56
III.4.3	Eléments d'un escalier : . . . . .	56
III.4.4	Dimensionnement d'escalier : . . . . .	57
III.4.4.1	La marche et contre marche : . . . . .	58
III.4.4.2	L'emmarchement : . . . . .	58
III.4.4.3	Angle de pente courants : . . . . .	58
III.4.4.4	Epaisseur de la paillasse : . . . . .	59
III.4.5	Evaluation des charges : . . . . .	59
III.4.5.1	Au niveau des paliers : . . . . .	59
III.4.5.2	Au niveau de la paillasse : . . . . .	59
III.4.5.3	Calcul des sollicitations : . . . . .	60
III.4.6	Calcul de ferrailage : . . . . .	63
III.4.6.1	ELU : . . . . .	63
III.4.6.2	Espacement : . . . . .	63
III.4.6.3	Armature de répartition : . . . . .	63
III.4.7	Vérification à IELS : . . . . .	64
III.4.7.1	Vérification des contraintes du béton : . . . . .	64

III.4.7.2 Vérification de la flèche :	65
III.5 LA POUTRE PALIERE :	65
III.5.1 Dimensionnement :	65
III.5.2 Calcul des charges :	65
III.5.3 Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple :	67
III.5.4 Vérification de l'effort tranchant :	68
III.5.5 Calcul de ferrailage de la poutre palière à la torsion :	68
III.5.5.1 Ferrailage :	68
III.5.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :	69
III.5.5.3 Calcul des armatures transversales :	69
<b>Chapitre IV: ETUDE SISMIQUE ET THERMIQUE</b>	<b>70</b>
IV.1 Introduction :	71
IV.2 Etude dynamique :	71
IV.2.1 Objectifs de l'étude dynamique :	71
IV.2.2 Modélisation de la structure :	71
IV.3 Etude sismique :	71
IV.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :	72
IV.3.2 Spectre de réponse :	73
IV.3.3 Procédure de calcul :	74
IV.3.3.1 Calcul de la force sismique totale (statique équivalente) :	74
IV.3.3.2 Résultante des forces sismiques (méthode modale spectrale) :	78
IV.3.3.3 Vérification des déplacements inter étage :	78
IV.3.4 Résultats de l'analyse dynamique :	79
IV.3.4.1 Model initial :	79
IV.3.4.2 Model N1 :	82
IV.3.4.3 Model final :	85
IV.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales :	87
IV.4.1 Vérification effort normal réduit :	87
IV.5 Justification du choix du coefficient de comportement	88
IV.6 Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles	88
IV.7 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ :	89
IV.7.0.1 Sans x :	90
IV.7.0.2 Sans y :	90
IV.7.0.3 Conclusion :	90
<b>Chapitre V: FERRAILAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX</b>	<b>91</b>



V.1	Introduction . . . . .	92
V.2	Ferraillage des poteaux : . . . . .	92
V.2.1	Introduction : . . . . .	92
V.2.2	Combinaisons d'actions . . . . .	92
V.2.3	Recommandations du « BAEL 91 modifié 99[3] » : . . . . .	93
V.2.4	Recommandations des « RPA 99 / version 2003[2] » . . . . .	93
V.2.5	Méthode de calcul : . . . . .	94
V.2.5.1	Utilisation du logiciel EXPERT BA : . . . . .	94
V.2.6	Calcul du ferraillage : . . . . .	95
V.2.6.1	7,8 et 9 <sup>eme</sup> étage (30×30) : . . . . .	95
V.2.6.2	5 et 6 <sup>eme</sup> étage (35×35) : . . . . .	95
V.2.6.3	4 <sup>eme</sup> étage (40×40) : . . . . .	95
V.2.6.4	2 et 3 <sup>eme</sup> étage (45×45) : . . . . .	96
V.2.6.5	1 <sup>er</sup> étage (50×50) : . . . . .	96
V.2.6.6	RDC (60×60) : . . . . .	97
V.2.6.7	S/Sol (65×65) : . . . . .	97
V.2.7	Choix des armatures : . . . . .	98
V.2.8	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service . . . . .	98
V.2.9	Vérification de la contrainte de cisaillement(RPA 99 / version 2003[2] art.7.7.2) : . . . . .	100
V.2.10	Ferraillage transversal des poteaux : . . . . .	101
V.2.11	Longueur de recouvrement : . . . . .	102
V.2.12	Ferraillage des poteaux du sous-sol : . . . . .	103
V.2.13	Calcul du ferraillage : . . . . .	103
V.2.14	Ferraillage transversal : . . . . .	104
V.3	Ferraillage des poutres : . . . . .	106
V.3.1	Introduction : . . . . .	106
V.3.2	Les combinaisons d'actions : . . . . .	106
V.3.3	Recommandations des règlements : . . . . .	106
V.3.4	Calcul du ferraillage : . . . . .	106
V.3.5	Vérifications : . . . . .	108
V.3.5.1	Condition de non-fragilité . . . . .	108
V.3.5.2	Espacement : . . . . .	108
V.3.5.3	Effort tranchant : . . . . .	109
V.3.5.4	Contraintes à l'E.L.S : . . . . .	111
V.3.5.5	Flèche : . . . . .	111
V.3.5.6	Calcul des modules de déformation : . . . . .	112

V.3.5.7	Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : . . . . .	112
V.3.5.8	Calcul de la flèche due aux déformations différées : . . . . .	113
V.3.6	Arrêt des barres : . . . . .	113
V.4	<b>FERRAILLAGE DES VOILES : . . . . .</b>	<b>114</b>
V.4.1	Voiles pleins : . . . . .	115
V.4.1.1	Armature verticale : . . . . .	115
V.4.1.2	Armature horizontale : . . . . .	115
V.4.1.3	Règles communes : . . . . .	115
V.4.2	Combinaison de charge : . . . . .	116
V.4.3	Ferraillage vertical : . . . . .	116
V.4.3.1	Exemple d'application : . . . . .	117
V.4.3.2	Ferraillage vertical des voiles (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) : . . . . .	120
V.4.3.3	Ferraillage vertical des voiles (2 et 3 <sup>eme</sup> étage) : . . . . .	122
V.4.3.4	Ferraillage vertical des voiles (4, 5, et 6 <sup>eme</sup> étage) : . . . . .	123
V.4.3.5	Ferraillage vertical des voiles (7, 8, et 9 <sup>eme</sup> étage) : . . . . .	124
V.4.4	Ferraillage horizontal : . . . . .	125
V.4.5	Exemple d'application . . . . .	126
 <b>Chapitre VI: ETUDE DES FONDATIONS</b>		<b>129</b>
VI.1	Introduction : . . . . .	130
VI.2	Caractéristiques du sol : . . . . .	130
VI.3	Choix du type de fondation : . . . . .	130
VI.3.1	Semelles isolées : . . . . .	130
VI.3.2	Semelles filantes : . . . . .	131
VI.3.2.1	Vérification : . . . . .	132
VI.4	Radier générale : . . . . .	132
VI.4.1	Introduction : . . . . .	132
VI.4.2	Surface nécessaire : . . . . .	133
VI.4.3	Pré dimensionnement de radier : . . . . .	133
VI.4.3.1	Dalle : . . . . .	133
VI.4.3.2	Nervure : . . . . .	134
VI.4.4	Les vérifications nécessaires : . . . . .	135
VI.4.4.1	Vérification au poinçonnement : . . . . .	135
VI.4.4.2	Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement : . . . . .	136
VI.4.4.3	Vérification au cisaillement : . . . . .	136
VI.4.5	Caractéristiques géométriques du radier : . . . . .	137
VI.4.5.1	Position du centre de gravité : . . . . .	137

VI.4.5.2 Moments d'inertie : . . . . .	137
VI.4.6 Calcul des contraintes : . . . . .	137
VI.4.6.1 Détermination des sollicitations les plus défavorables : . . . . .	138
VI.4.7 Ferrailage du radier : . . . . .	138
VI.4.7.1 Ferrailage de la dalle du radier : . . . . .	139
VI.4.7.2 Ferrailage des nervures : . . . . .	142
VI.4.7.3 Armature de peau : . . . . .	144
VI.5 Etude du voile périphérique : . . . . .	146
VI.5.1 Introduction . . . . .	146
VI.5.2 Évaluation des Charges : . . . . .	146
VI.5.3 Effort dans la Dalle : . . . . .	147
VI.5.4 Calcul du Ferrailage : . . . . .	147
VI.5.5 Vérifications nécessaires : . . . . .	148
<b>Conclusion générale</b>	<b>150</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>i</b>
<b>Chapitre VII:Annexe</b>	<b>ii</b>
VII.6 Annexe VI . . . . .	viii
VII.7 Annexe VII . . . . .	x
VII.8 Annexe VIII . . . . .	xii
VII.9 Annexe IX . . . . .	xiv
VII.10 Annexe X . . . . .	xvi
VII.11 Annexe XI . . . . .	xviii
VII.12 Annexe XII . . . . .	xx

# Liste des tableaux

II.1	Vérification selon le RPA . . . . .	25
II.2	Charge de plancher terrasse . . . . .	26
II.3	Charge de plancher pour chaque étage. . . . .	26
II.4	Charge du mur extérieur . . . . .	26
II.5	Charge de la dalle pleine (15 <i>cm</i> ) . . . . .	27
II.6	La Surcharge avec loi de dégression . . . . .	28
II.7	Choix des sections des poteaux . . . . .	31
II.8	Vérification de critère de résistance . . . . .	32
II.9	Dimensions des éléments porteurs . . . . .	34
III.1	Les Sollicitations en ELU et ELS . . . . .	38
III.2	Résultats du calcul de flexion simple . . . . .	39
III.3	Les combinaisons des charges. . . . .	41
III.4	Efforts internes. . . . .	42
III.5	Calcul des armatures longitudinales. . . . .	42
III.6	: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée . . . . .	50
III.7	: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis . . . . .	50
III.8	Vérification de la contrainte de béton. . . . .	51
III.9	Calcul de la flèche. . . . .	53
III.10	Charge permanente du palier. . . . .	59
III.11	Charge permanente du paillasse. . . . .	60
III.12	Moment fléchissant et efforts tranchants des 3 volées . . . . .	62
III.13	Calcul des armatures longitudinales. . . . .	63
III.14	Vérification des contraintes du béton à l'ELS. . . . .	64
III.15	Ferraillage de la poutre palière a la flexion simple. . . . .	67
IV.1	Coefficient d'accélération de zone A. . . . .	74
IV.2	Valeurs de T1 et T2 . . . . .	75
IV.3	valeurs du coefficient CT . . . . .	76
IV.4	Valeurs de pénalités $P_q$ . . . . .	77

IV.5	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial. . . . .	80
IV.6	Récapitulatif des calculs . . . . .	81
IV.7	Vérification des déplacements latéraux inter étage . . . . .	81
IV.8	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N°1. . . . .	83
IV.9	Récapitulatif des calculs . . . . .	83
IV.10	Vérification des déplacements latéraux inter étage . . . . .	84
IV.11	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final. . . . .	86
IV.12	Récapitulatif des calculs . . . . .	86
IV.13	Vérification des déplacements latéraux inter étage . . . . .	87
IV.14	Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux . . . . .	88
IV.15	Calcul de $\theta_x$ . . . . .	90
IV.16	Calcul de $\theta_y$ . . . . .	90
V.1	Contraintes du béton et de l'acier. . . . .	92
V.2	Calcul du ferrailage des poteaux de 7,8 et 9 <sup>eme</sup> étage . . . . .	95
V.3	Calcul du ferrailage des poteaux de 5 et 6 <sup>eme</sup> étage . . . . .	95
V.4	Calcul du ferrailage des poteaux de 4 <sup>eme</sup> étage . . . . .	95
V.5	Calcul du ferrailage des poteaux de 2 et 3 <sup>eme</sup> étage . . . . .	96
V.6	Calcul du ferrailage des poteaux de 1 <sup>er</sup> étage . . . . .	96
V.7	Calcul du ferrailage des poteaux de RDC . . . . .	97
V.8	Calcul du ferrailage des poteaux de S/Soul . . . . .	97
V.9	Pourcentage d'armatures minimal. . . . .	97
V.10	Choix d'armatures verticales des poteaux . . . . .	98
V.11	Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr). . . . .	99
V.12	Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr). . . . .	99
V.13	Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux. . . . .	100
V.14	Espacement des cadres des poteaux. . . . .	102
V.15	Choix d'armatures transversales des poteaux. . . . .	102
V.16	Vérifications des contraintes des poteaux du sous-sol . . . . .	104
V.17	Ferrailage des poutres principales et secondair. . . . .	108
V.18	Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires . . .	108
V.19	Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres. . . . .	110
V.20	Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS. . . . .	111
V.21	Calcul de la flèche. . . . .	112
V.22	Vérification de la flèche . . . . .	113
V.23	Résultats détaillés du ferrailage vertical de RDC et 1 <sup>er</sup> étage . . . . .	121
V.24	Choix du ferrailage vertical des voiles de (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) . . . . .	121

V.25	Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) . . . . .	121
V.26	Résultats détaillés du ferrailage vertical de 2 et 3 <sup>eme</sup> étage . . . . .	122
V.27	Choix du ferrailage vertical des voiles de 2 et 3 <sup>eme</sup> étage . . . . .	122
V.28	Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (2 et 3 <sup>eme</sup> étage) . . . . .	123
V.29	Résultats détaillés du ferrailage vertical de 4, 5, et 6 <sup>eme</sup> étage . . . . .	123
V.30	Choix du ferrailage vertical des voiles de (4, 5, et 6 <sup>eme</sup> étage) . . . . .	123
V.31	Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (4, 5, et 6 <sup>eme</sup> étage) . . . . .	124
V.32	Résultats détaillés du ferrailage vertical de 7, 8, et 9 <sup>eme</sup> étage . . . . .	124
V.33	Choix du ferrailage vertical des voiles de (7, 8, et 9 <sup>eme</sup> étage) . . . . .	125
V.34	Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (7, 8, et 9 <sup>eme</sup> étage) . . . . .	125
V.35	résultats détaillés du ferrailage horizontale des voiles . . . . .	127
VI.1	Section des semelles filantes continue dans un seul sens (Y-Y). . . . .	131
VI.2	Section des semelles filantes continue dans un seul sens (X-X). . . . .	132
VI.3	Contraintes sous le radier à l'ELU . . . . .	138
VI.4	Contraintes sous le radier à l'ELS . . . . .	138
VI.5	Calcul des moments à l'ELU. . . . .	140
VI.6	Calcul des moments à l'ELS. . . . .	140
VI.7	Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier. . . . .	140
VI.8	Vérification des contraintes . . . . .	141
VI.9	Ferrailage des nervures suivant x-x . . . . .	142
VI.10	Ferrailage des nervures suivant y-y . . . . .	142
VI.11	Vérification des contraintes . . . . .	143
VI.12	Espacement des armatures transversales . . . . .	144
VI.13	Choix des armatures transversales . . . . .	144
VI.14	Ferrailage du Voile Périphérique. . . . .	147
VI.15	Vérification des contraintes à l'ELS. . . . .	148

# Table des figures

I.1	Schéma Plancher à corps creux . . . . .	14
I.2	Schéma Plancher à corps creux . . . . .	14
I.3	Brique creuse . . . . .	15
I.4	Escalier . . . . .	16
I.5	Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé. . . . .	18
I.6	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS . . . . .	19
I.7	Diagramme contrainte déformation d'acier . . . . .	20
II.1	Schéma Plancher à corps creux . . . . .	22
II.2	Schéma de la dalle . . . . .	23
II.3	Schéma de la surface (poteau central) . . . . .	28
III.1	Dimension de l'acrotère. . . . .	36
III.2	Schéma statique de l'acrotère.l . . . . .	37
III.3	Diagrammes des efforts à L'E.L.U. . . . .	38
III.4	Schéma de ferrailage de l'acrotère. . . . .	40
III.5	Dimensions du balcon . . . . .	41
III.6	schéma de ferrailage de Balcon . . . . .	43
III.7	Ferrailage de la dalle de compression . . . . .	45
III.8	Schéma de poutrelle. . . . .	45
III.9	Schéma statique de la poutrelle à cinq travées. . . . .	48
III.10	Diagramme des moments fléchissant ELU. . . . .	48
III.11	Diagramme des moments fléchissant ELS. . . . .	48
III.12	Diagramme des efforts tranchants ELU . . . . .	48
III.13	Diagramme des efforts tranchants ELS . . . . .	49
III.14	L'axe Neutre . . . . .	49
III.15	L'axe Neutre . . . . .	53
III.16	ferrailage de poutrelles au travée . . . . .	55
III.17	ferrailage de poutrelles au appui . . . . .	56

III.18	Eléments d'un escalier. . . . .	57
III.19	Schéma d'un escalier de 3 volées. . . . .	57
III.20	Schéma statique de l'escalier. . . . .	60
III.21	schema de ferrailage des escaliers . . . . .	65
III.22	schéma de ferrailage de la poutre palière . . . . .	69
IV.1	Spectre de réponse selon les deux directions. . . . .	74
IV.2	Model initial. . . . .	79
IV.3	Disposition des poteaux de modèle initial. . . . .	80
IV.4	Model N°1. . . . .	82
IV.5	Disposition des voiles de modèle N°1. . . . .	82
IV.6	Model final. . . . .	85
IV.7	Disposition des voiles de modèle final. . . . .	85
V.1	Les moments maximales des poutres principales aux ELU et ELA . . . . .	107
V.2	Les moments maximales des poutres secondaires aux ELU et ELA . . . . .	107
V.3	Les moments maximales des poutres principales et secondaires à l'ELS . . . . .	111
V.4	Schémas de ferrailage des Poutres principales. . . . .	114
V.5	Schémas de ferrailage des Poutres secondaires. . . . .	114
V.6	Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 1.50 m) . . . . .	127
V.7	Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2.00 m) . . . . .	127
V.8	Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2.20 m) . . . . .	127
V.9	Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 4.15 m) . . . . .	128
V.10	Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 4.64 m) . . . . .	128
VI.1	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux . . . . .	133
VI.2	Ferrailage de Radier. . . . .	141
VI.3	Ferrailage de la Nervure suivant x-x. . . . .	145
VI.4	Ferrailage de la Nervure suivant y-y. . . . .	145
VI.5	Schéma de ferrailage du voile périphérique. . . . .	149



## **RESUME.**

Le but de ce travail est la Conception parasismique d'un bâtiment qui se compose en RDC + 9 + S/sol à usage multiple d'habitation et commerce implanté à la commune BOUGARA wilaya de BLIDA qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone IIB) selon le règlement parasismique Algérien. La stabilité de la structure est assurée par des poutres, poteaux et voiles.

L'étude et l'analyse sismique de ce projet ont été établies par le logiciel (Robot structural analysis V2018). La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99 v2003, BAEL99). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par les logiciels de ferrailage (EXPERT BA 2010), alors que celui des voiles a été fait à l'aide du programme Excel.

Mots-clés : Structure en béton armé, règlements de construction, ROBOT 2018, EXPERT BA 2010 , ETABS 2020.

## **Abstract.**

The aim of this work is the seismic design of a building which is composed on the ground floor + 9 floors + one under-ground for multiple use (housing and commerce), located in the commune BOUGARA state of BLIDA which is part of a zone of high seismicity (Zone IIb) according to the Algerian seismic regulations "RPA". The stability of the structure is ensured by beams, posts and sails.

The study and seismic analysis of this project were established by the software (Robot structural analysis V2018). The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99). The reinforcement of the supporting elements (columns, beams) was carried out using reinforcement software (EXPERT BA 2010), while that of the walls was done using the Excel program.

Keywords : Reinforced concrete structure, construction regulations, ROBOT 2018, EXPERT BA 2010, ETABS 2020.

## المخلص

الهدف من هذا العمل هو التصميم الزلزالي لمبنى ذو طابع سكني وتجاري الذي يتكون من طابق سفلي و طابق أرضي

و 9 طوابق

( الواقع في بلدية بوقرة ولاية البليلة التي هي جزء من منطقة عالية الزلزال المنطقة الثانية بآء )

حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلزال.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الروافد والأعمدة والجدران. تم إنشاء الدراسة والتحليل الزلزالي

لهذا المشروع بواسطة البرنامج ( ROBOT V2018 )

تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء المطبقة في الجزائر BAEL99 , RPA99/ver2003

تم تنفيذ تسليح العناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد) بواسطة برامج التعزيز Expert BA v2010، بينما تم عمل

الأشعة باستخدام برنامج Excel

الكلمات المفتاحية: الهيكل الخرساني المسلح، أنظمة البناء، ROBOT 2018

EXPERT BA 2010 ، ETABS 2020

# Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment RDC+9+ Sous-sol en béton armé implanté en zone de fort sismicité (BOUGARA wilaya de BLIDA) zone IIB.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

En second chapitre y'aura le pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'objet du quatrième chapitre Sera l'étude sismique conçu par un logiciel La cinquième étape consiste de ferrailer tous les éléments résistants et enfin la dernière partie sera dédiée pour la conception de l'infrastructure

## Chapitre I

# **PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAU :**

## **I.1 Introduction :**

Dans ce chapitre on va voir une description de notre projet ainsi que les diverses caractéristiques de notre bâtiment, sans oublier : les différentes hypothèses de calcul, règlements et normes utilisés.

## **I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Notre bâtiment (RDC + 9 + Sous-Sol) à usage multiple en béton armé composée de portiques et de voiles avec terrasse inaccessible .

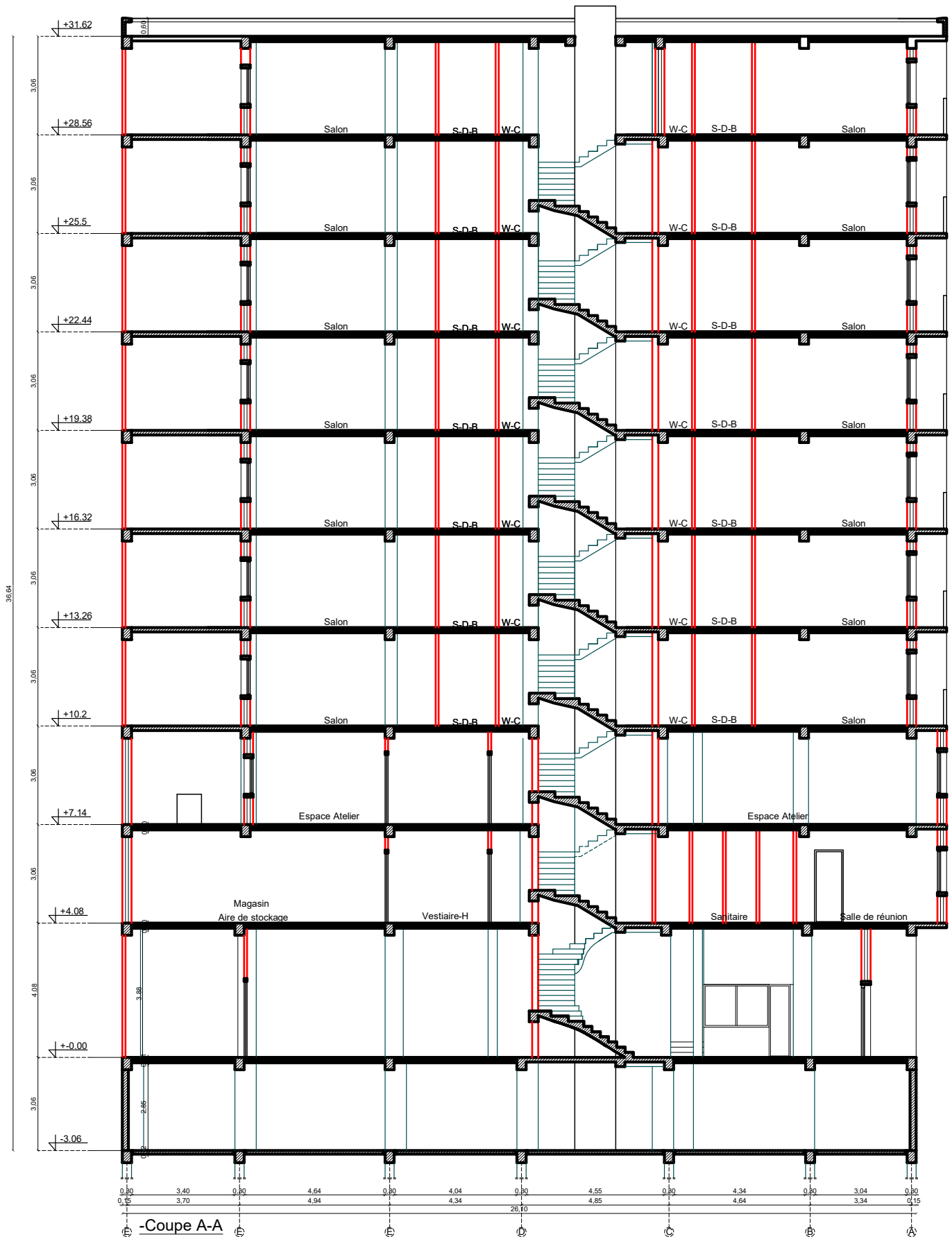
- Le RDC,1 et 2 eme etage sont à usage Commerce.
- Le 3 à 9 étages sont à usage d'habitation.
- Le sous-sol est un parking.
- L'ouvrage comporte :
  - ◆ 01 cage d'escaliers

L'ouvrage sera implanté à Bougara wilaya de Blida qui est classée comme une zone sismique (IIB) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003[2]).

### **I.2.1 Les Plans :**

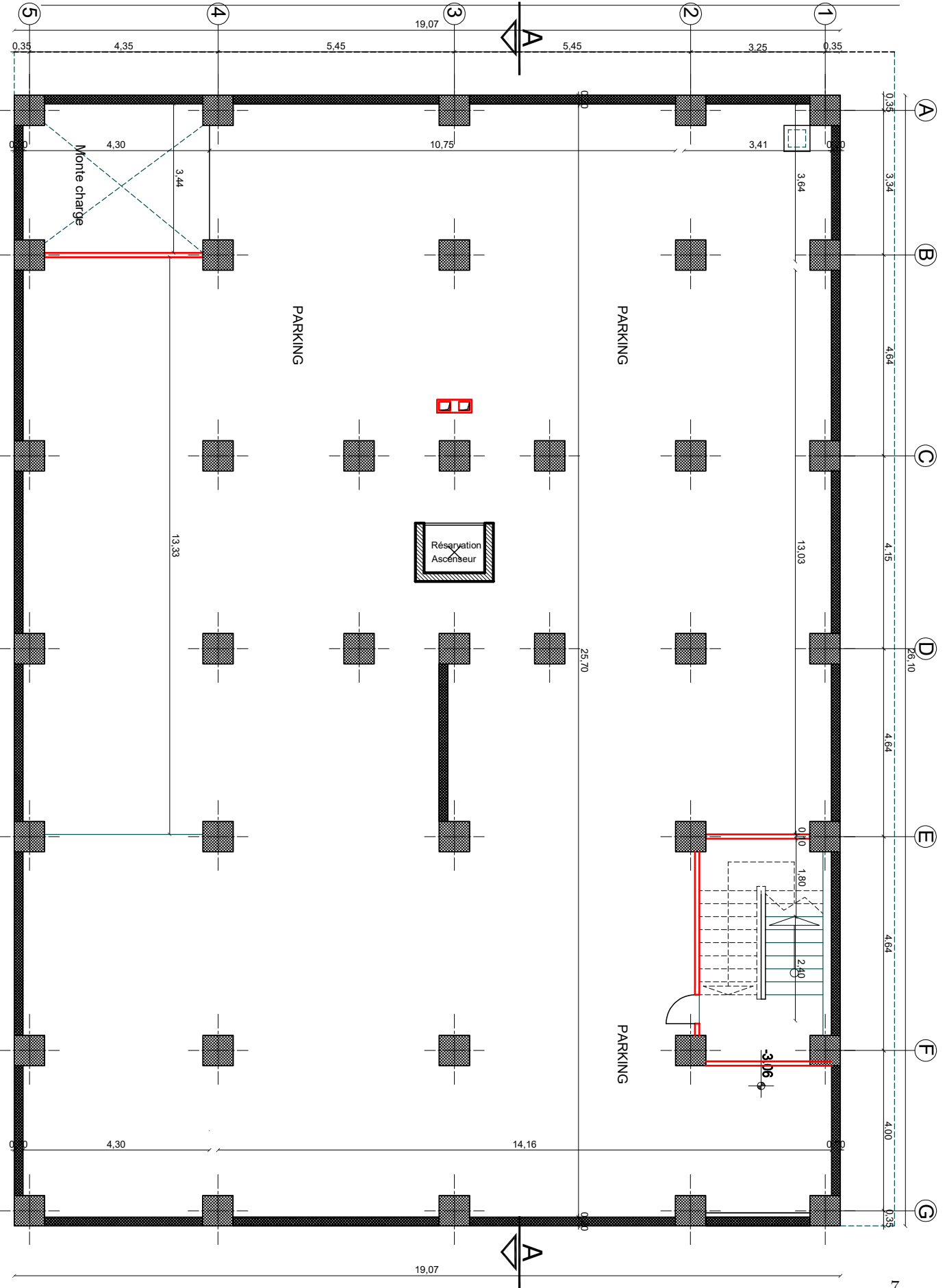


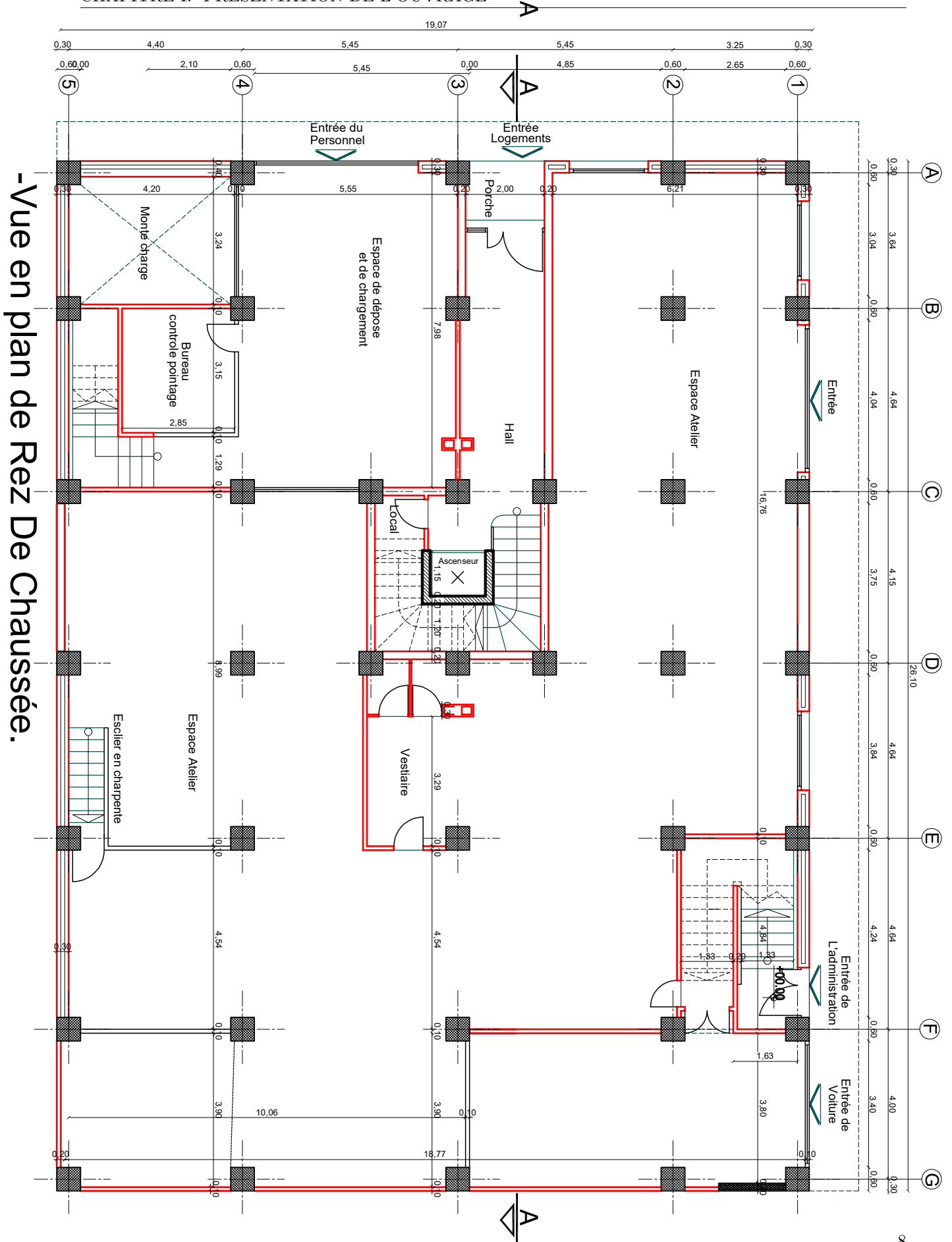




CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

-Vue en plan de Sous sol.

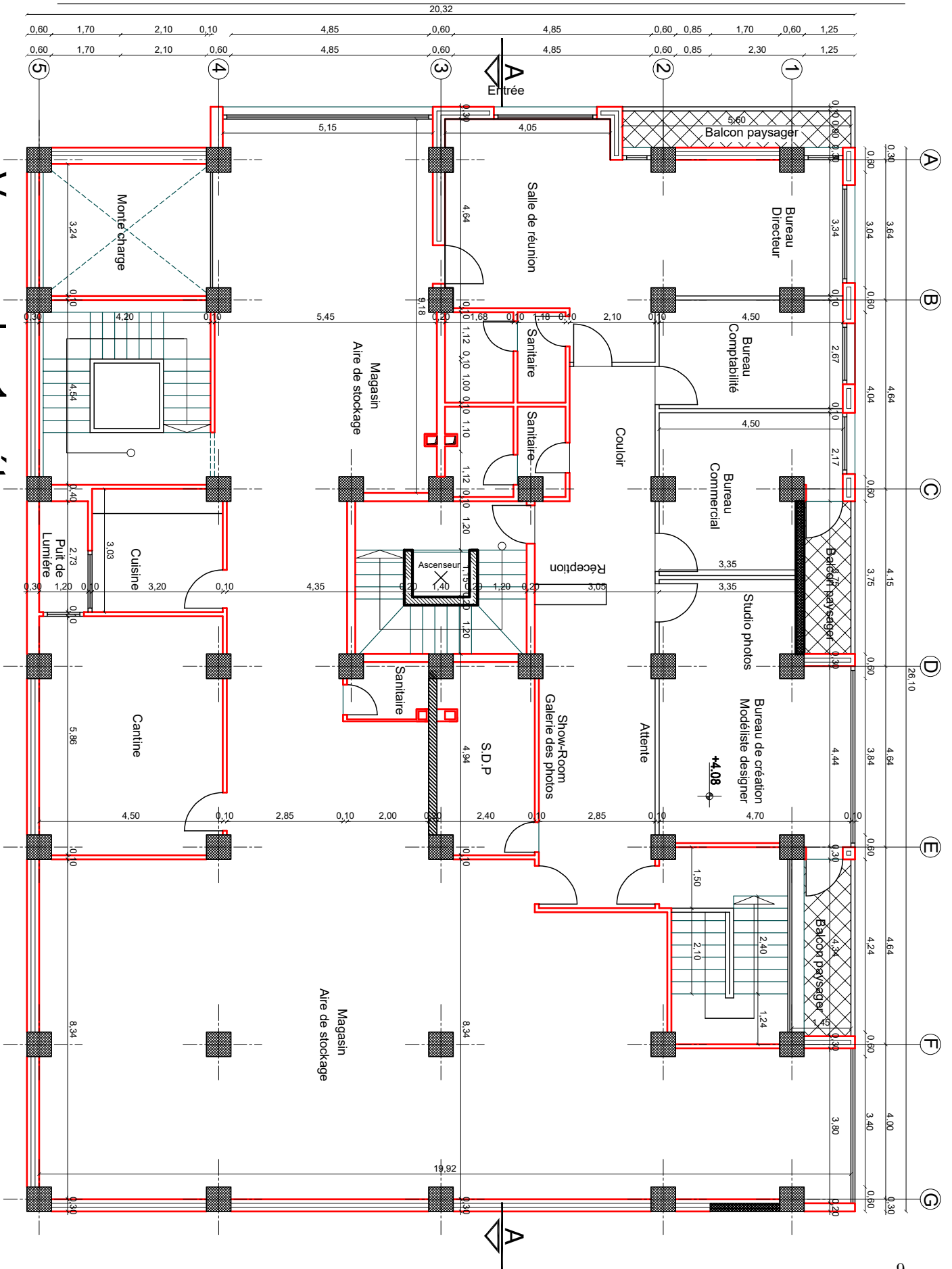


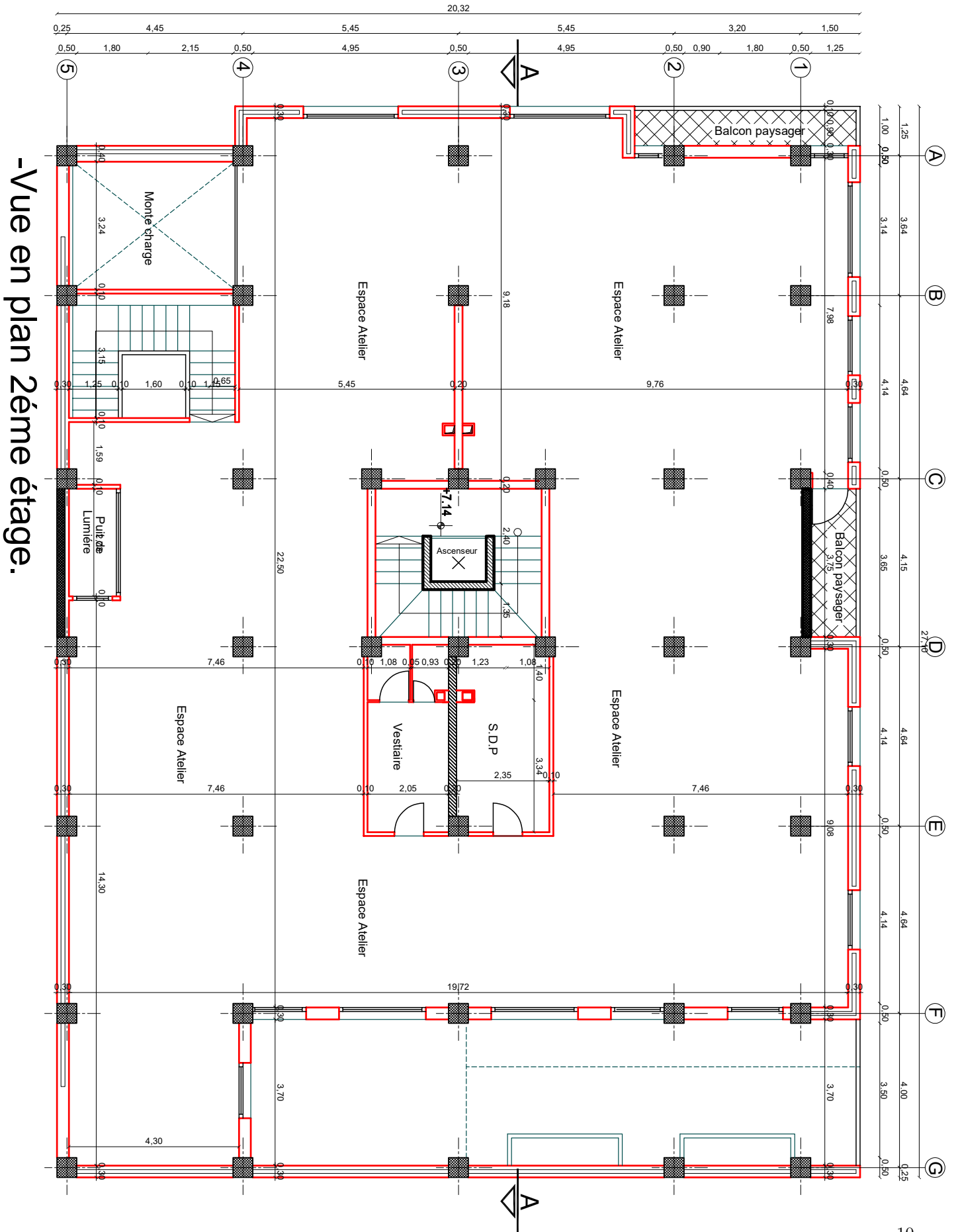


-Vue en plan de Rez De Chaussée.

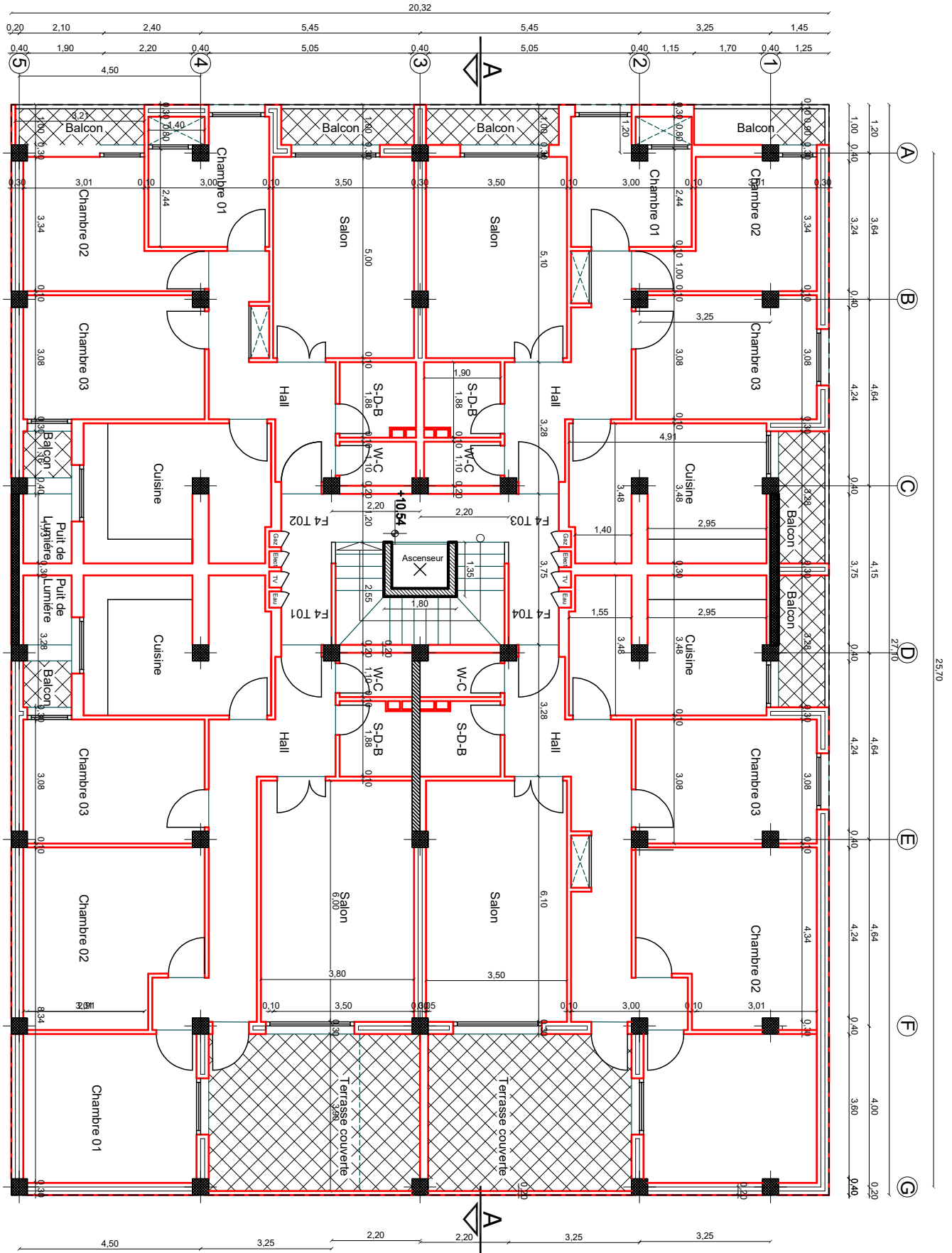
# CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

-Vue en plan 1er étage.

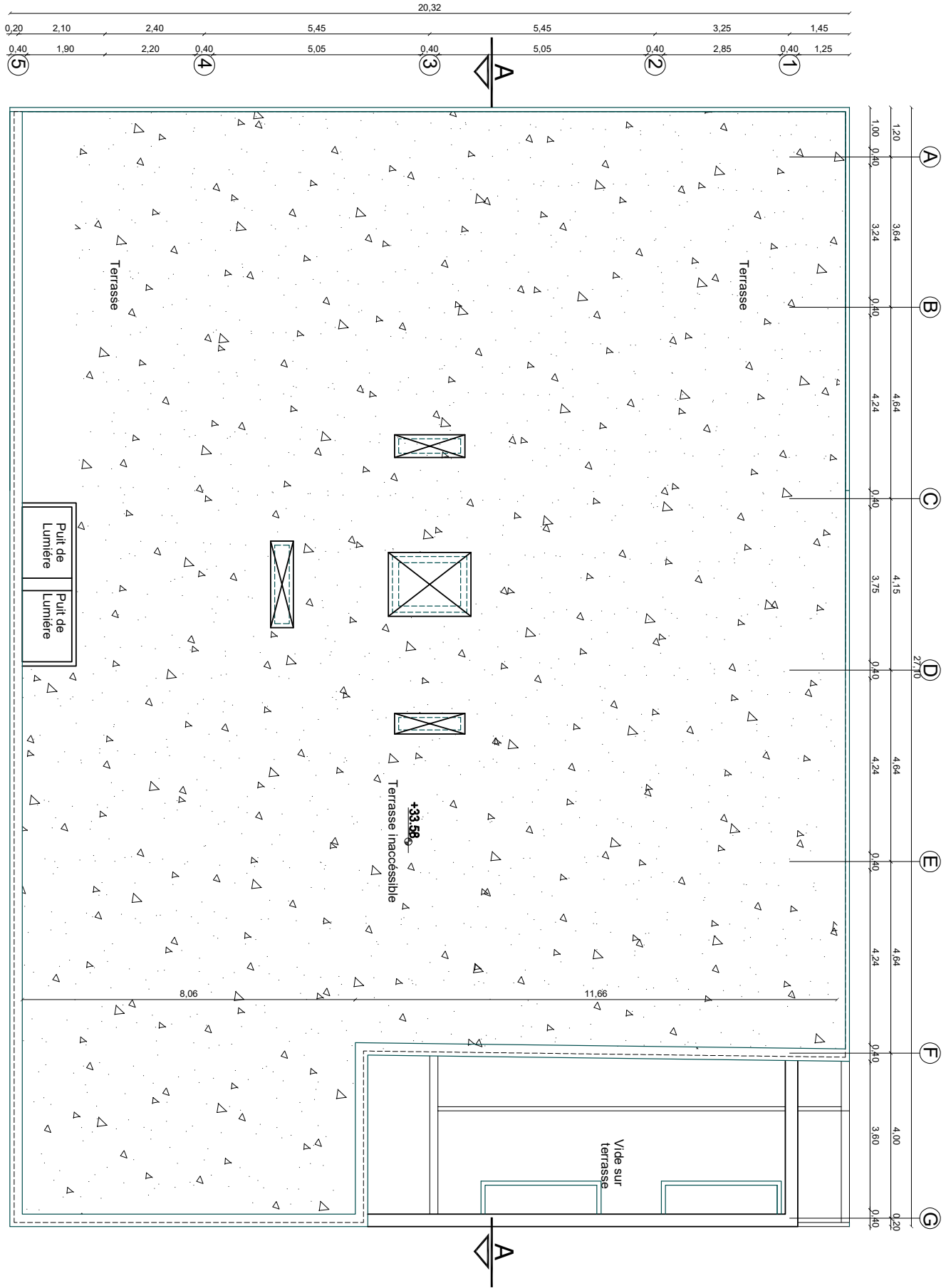




-Vue en plan 3ème à 9ème étage.



-Vue en plan Terrasse.



### I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment ..... HT = 32.22 m.
- Hauteur rez-de-chaussée ..... HRDC = 4.08 m.
- Hauteur de l'étage courant ..... He = 3,06 m.
- Hauteur de sous-sol 01 ..... /sol = 3.06 m.

### I.2.3 Dimensions de l'ouvrage en plan :

- Longueur totale en ..... L = 26.10 m.
- Largeur totale en ..... L = 19,07 m.

## I.3 Conception de la structure :

### I.3.1 Ossature de l'ouvrage :

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

### I.3.2 Planchers :

On va travailler avec deux types de planchers :

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

#### I.3.2.1 Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

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

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



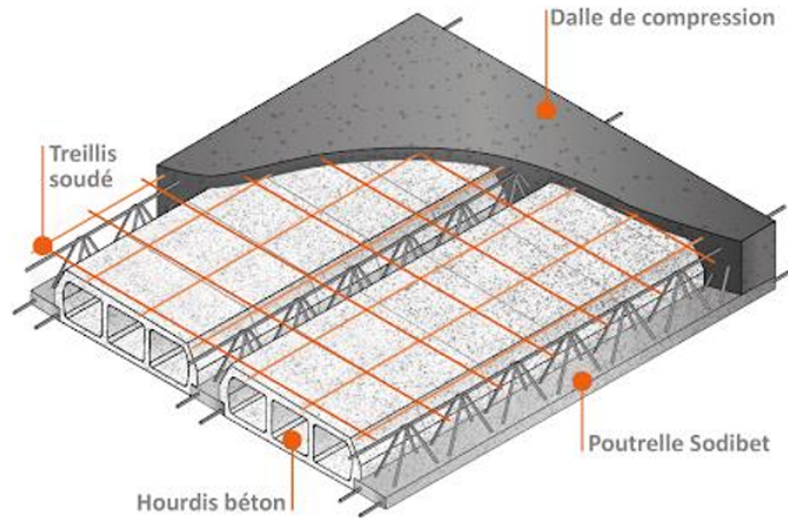


FIGURE I.1 – Schéma Plancher à corps creux

### I.3.2.2 Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une structure horizontale en béton armé, coulée sur place, d'épaisseur généralement comprise entre 10 et 20 cm (ou plus). Elle repose sur des appuis tels que des murs ou des poutres. L'armature de la dalle pleine est souvent constituée de treillis soudés de gros diamètre.

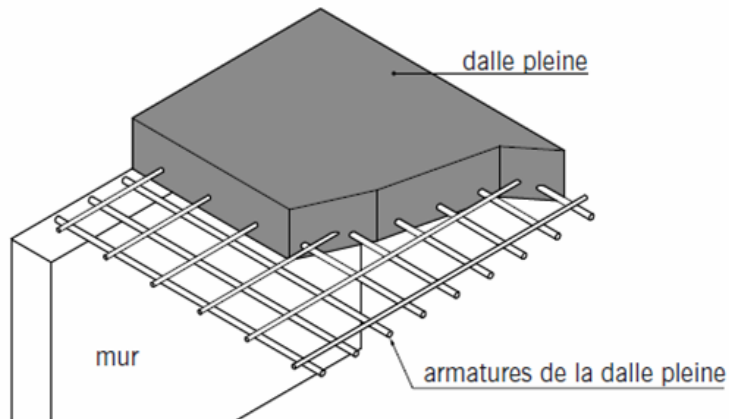


FIGURE I.2 – Schéma Plancher à corps creux

### I.3.3 Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau carré.

### I.3.4 Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

### I.3.5 Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "groupe 2" selon le RPA 99 / version 2003[2], car il est à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m.

### I.3.6 Maçonnerie :

#### I.3.6.1 Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

#### I.3.6.2 Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



FIGURE I.3 – Brique creuse

### I.3.7 Revêtement :

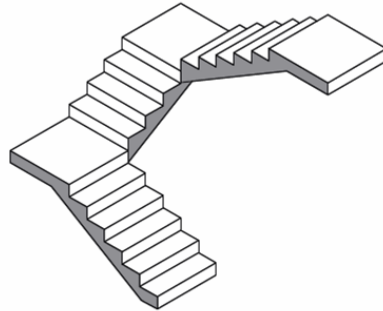
Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### I.3.8 Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

- Escaliers à 3 volées. (voire plan d'architecture)



escalier à trois volées  
et à deux paliers intermédiaires

FIGURE I.4 – Escalier

### I.3.9 Caractéristique du sol :

La structure est implantée sur un sol meuble, de contrainte admissible de 2,0 bars.

## I.4 Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91 modifié 99[3].

### I.4.1 Le Béton :

#### I.4.1.1 Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau.

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

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

#### I.4.1.2 Résistances du béton :

##### Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par  $f_{c28}$

$$\begin{aligned} j < 28 \text{ jours} & : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1) \\ j > 28 \text{ jours} & : f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours} & : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{aligned}$$

La résistance de notre béton est prise égale à  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section  $200 \text{ cm}^2$ ) et de hauteur 32 cm.

##### Résistance du béton à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa.}$$

##### Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

##### Module de déformation instantanée "E<sub>ij</sub>" :

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{i28} = 34179,557 \text{ MPa}$$

##### Module de déformation longitudinale différée "E<sub>vj</sub>" :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \longrightarrow E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$$

##### Coefficient de Poissonement :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- ELU :  $\nu = 0$  Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ELS :  $\nu = 0.2$  Calcul des déformations (béton non fissuré).

**Poids volumique :**

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

**Les contraintes Limites :**

**Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0.8 \times F_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.5$  cas des situations durables ou transitoires .....  $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles .....  $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$  , si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$  dans le cas contraire.

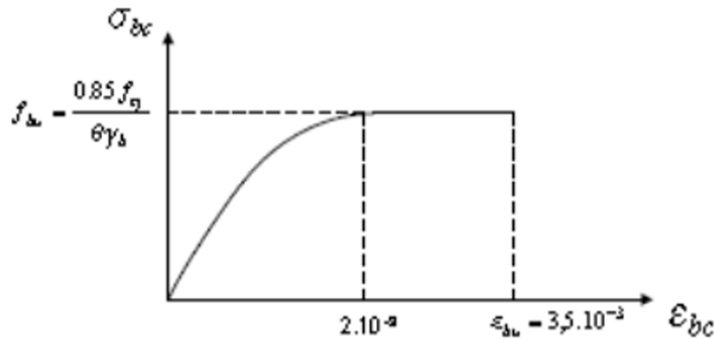


FIGURE I.5 – Diagramme parabo-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé.

**Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.

- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

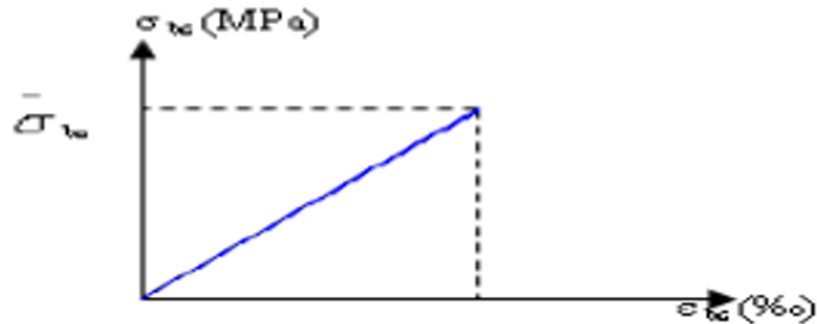


FIGURE I.6 – Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

## I.4.2 L'acier :

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

### I.4.2.1 Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (**H.A**) :  $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (**T.S**) :  $f_e = 520 \text{ MPa}$

### I.4.2.2 Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

### I.4.2.3 Contrainte limite

#### Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (I.8).

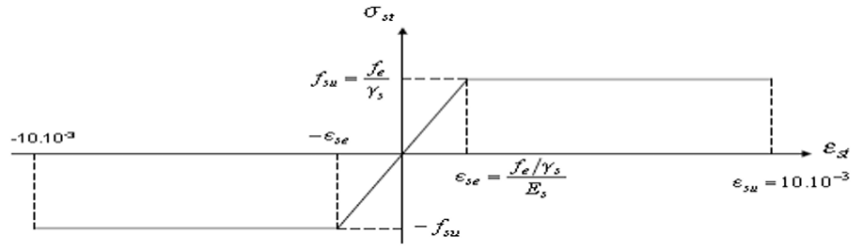


FIGURE I.7 – Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\varepsilon$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.  $\varepsilon_s = \Delta L/L$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

### Etat limite de service ELS

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = \min(2/3f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_j}))$  .
- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0.8\xi$  .
- $\eta$  : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec :  $\sigma_{st} = f_e/\gamma_s$ .

#### I.4.2.4 Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport :  $n = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = 15$

- $n$  : Le coefficient d'équivalence.
- $\varepsilon_s$  : Module de déformation de l'acier.
- $\varepsilon_b$  : Module de déformation de béton.

## Chapitre II

# PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



## II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le RPA 99 / version 2003[2] et le BAEL 91 modifié 99[3]. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

## II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

## II.3 Plancher à Corps Creux :

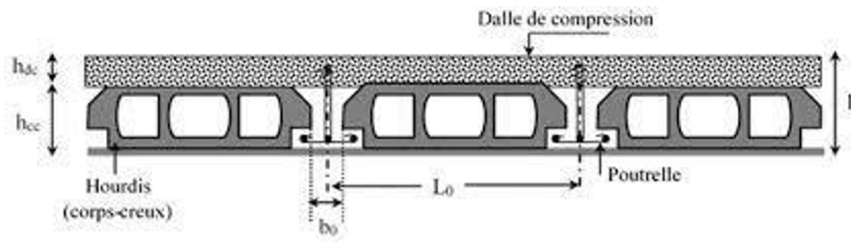


FIGURE II.1 – Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{condition de la flèche})$$

Avec :

- $L$  : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- $H_t$  : hauteur totale plan

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens vertical On aura alors :

- $L = 464 - 30 = 434 \text{ cm}$
- $H_t \leq (434/22.5) = 19.30 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On va prendre l'épaisseur de  $16 + 4 \quad h_t = 20 \text{ cm}$

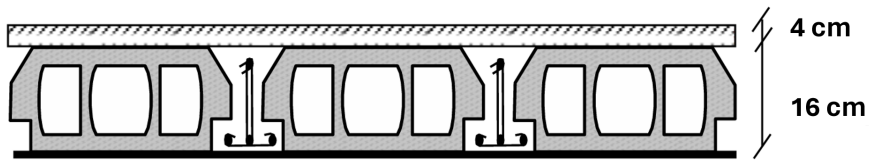


FIGURE II.2 – Schéma de la dalle

16 cm : hauteur du corps-creux.

4 cm hauteur de la dalle de compression.

## II.4 Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

### II.4.1 Critère de résistance

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$$

$L$  : la plus grande portée mesurée entre axe.

$$L = 5.45 \text{ m}$$

d'où alors

$$12.11 \text{ cm} \leq ep \leq 13.625 \text{ cm}$$

Pour la dalle pleine on adoptera :

$$ep = 12 \text{ cm}$$

## II.4.2 Sécurité contre l'incendie

$ep = 7 \text{ cm}$  : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$ep = 11 \text{ cm}$  : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

## II.4.3 Condition d'isolation acoustique

$$ep \geq 15 \text{ cm.}$$

- Critère de résistance :

$$5.10/45 \leq ep \leq 5.10/40 \Rightarrow 11.33 \leq ep \leq 12.75$$

- La sécurité contre l'incendie :

$$ep = 11 \text{ cm}$$

- Condition d'isolation acoustique :

$$ep = 15 \text{ cm}$$

Donc en prenant l'épaisseur de dalle Pleine  $ep = 15 \text{ cm}$ .

## II.5 Balcon (dalle pleine) :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : c'est la portée libre du balcon

Dans notre cas  $L_0 = 1.45m$

$e \geq (1.45/10) = 0.145m = 14.5 \text{ cm}$  on va prendre  $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$

## II.6 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$L$  : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA 99 / version 2003[2] relative au coffrage des poutres à savoir :

- $b \geq 20$
- $H \geq 30$
- $h/b \leq 3b$

### II.6.1 Poutres principales :

$$L_{max} = 545 - 30 = 515$$

$$(515/15) \leq h \leq (515/10) \quad 34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.4 \text{ cm}$$

On va prendre  $h = 45 \text{ cm}$

$$\text{La largeur sera donc } 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad 13.50 \text{ cm} \leq b \leq 31.50 \text{ cm}$$

On va prendre  $b = 30 \text{ cm}$

### II.6.2 Poutres secondaires :

$$L_{max} = 464 - 30 = 434$$

$$(434/15) \leq h \leq (434/10) \quad 28.93 \text{ cm} \leq h \leq 43.4 \text{ cm}$$

On va prendre  $h = 40 \text{ cm}$

$$\text{La largeur sera donc } 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre  $b = 30 \text{ cm}$

TABLE II.1 – Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1.5$	$\frac{h}{b} = 1.33$	Vérifiée

#### II.6.2.1 Conclusion :

On vat opter pour la section  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$  pour les poutres principales

On vat opter pour la section  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$  pour les poutres secondaires

## II.7 Pré dimensionnement des poteaux :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

## II.7.1 Charges permanentes :

### II.7.1.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

TABLE II.2 – Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Protection en gravier	20	0.05	1
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Papier kraft	/	/	0.01
Forme en pente	22	0.10	2.2
Polyane	/	/	0.01
Planche en corps creux	/	0.20	2.75
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
			<b>Gt = 6.3 kN/m<sup>3</sup></b>

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 6.3kN/m^2$

### II.7.1.2 Plancher étage :

TABLE II.3 – Charge de plancher pour chaque étage.

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	/	0.20	2.75
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de séparation	-	0.1	1
			<b>Gt = 5.11 kN/m<sup>3</sup></b>

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 5.11kN/m^2$ .

### II.7.1.3 Mur extérieur :

TABLE II.4 – Charge du mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Briques creuses	9	0.15	1.35
Briques creuses	9	0.1	0.9
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Lame d'air	/	0.1	0.00
			<b>Gt = 2.81 kN/m<sup>3</sup></b>

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 2.81kN/m^2$ .

**II.7.1.4 Dalle pleine (15; cm) :**

TABLE II.5 – Charge de la dalle pleine (15 cm)

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma(kN/m^3)$	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.03	0.56
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
			<b>Gt = 5.51 kN/m3</b>

La charge permanente totale qu'on a est  $G = 5.51kN/m^2$ .

**II.7.2 Charges d'exploitations (DTR charges permanentes et charge d'exploitation[1] art.7.2.1) :**

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est :  $Q = 1.0kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est :  $Q = 1.5kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage d'habitation est :  $Q = 1.5kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage Commerce est :  $Q = 5.0kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher a usage de parking est :  $Q = 2.5kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est :  $Q = 3.5kN/m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre pour les escaliers est :  $Q = 2.5kN/m^2$ .

**Descente de charges :**

La descente de charge est le trajet emprunté par les diverses actions (charges et surcharges) depuis le niveau le plus élevé de la structure jusqu'au niveau le plus bas. avant leur transmission au sol. Cette procédure est réalisée pour le poteau le plus sollicité. généralement celui avec la plus grande surface en contact.

**Loi de dégression (DTR charges permanentes et charge d'exploitation[1] art.6.3) :**

Puisque toutes les charges d'exploitation agissent rarement en même temps. nous utilisons la loi de dégression. Dans notre cas. cette loi implique une réduction de 5 % des charges identiques à chaque étage. jusqu'à atteindre 0.75 Q. Cependant. il est important de noter que cette règle ne s'applique pas aux planchers destinés à un usage commercial ou de bureau. Dans ces cas. les charges sont additionnées à leurs valeurs réelles.

**Calcul de la descente de charges :**

On doit tout d'abord choisir le poteau le plus sollicité :

TABLE II.6 – La Surcharge avec loi de dégression

Niveau	Surcharge	Surcharge	$\sum$ Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
N9	Q0 = 1	$\sum Q_{N0} = Q0$	1
N8	Q1 = 1.5	$\sum Q_{N1} = Q0 + Q1$	2.5
N7	Q2 = 1.5	$\sum Q_{N2} = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	3.85
N6	Q3 = 1.5	$\sum Q_{N3} = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	5.05
N5	Q4 = 1.5	$\sum Q_{N4} = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6.10
N4	Q5 = 1.5	$\sum Q_{N5} = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
N3	Q6 = 1.5	$\sum Q_{N6} = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	7.75
N2	Q7 = 1.5	$\sum Q_{N7} = Q0 + 0.70 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$	8.35
N1	Q8 = 5	$\sum Q_{N8} = Q0 + 0.65 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)$	11.075
RDC	Q9 = 5	$\sum Q_{N9} = Q0 + 0.60 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)$	13.30
S/Sol	Q10 = 5	$\sum Q_{N10} = Q0 + 0.55 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10)$	15.025

II.7.3 Surface d'influence du poteau :

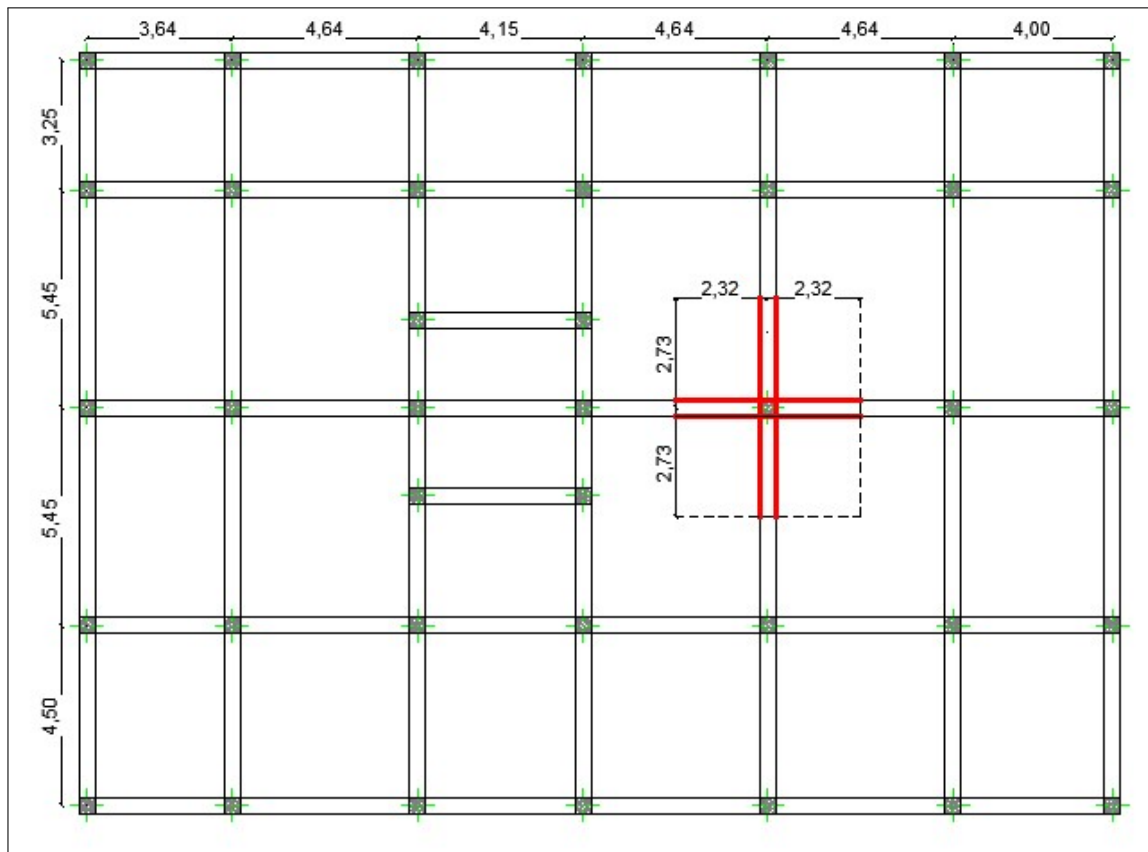


FIGURE II.3 – Schéma de la surface (poteau central)

$$S = (2.32 + 2.32) \times (2.73 + 2.73) = \mathbf{25.29 \text{ m}^2}$$

**1. Charge permanente revenant à chaque plancher**

- Plancher terrasse :  $G = 6.3kN/m^2$
- Plancher étage. RDC :  $G = 5.11kN/m^2$
- Plancher S/Sol :  $G = 5.51kN/m^2$

**2. Poids de chaque plancher**

- Plancher terrasse :  $P = 6.30 \times 25.29 = 159.327 \text{ kN}$
- Plancher étage 3eme :  $P = 5.11 \times 25.29 = 129.232; \text{ kN}$
- Plancher RDC :  $P = 5.51 \times 25.29 = 139.348; \text{ kN}$

**3. Poids de chaque poutre**

- Poutre principale :  $P = (0.3 \times 0.45) \times 25 \times 5.45 = 18.39 \text{ kN}$
- Poutre secondaire :  $P = (0.3 \times 0.40) \times 25 \times 4.64 = 13.92 \text{ kN}$
- Poids totales des poutres :  $Pt = (18.39 + 13.92) = 32.01 \text{ kN}$

**4. Surcharges d'exploitations Q**

- $Q_{terrasse} = (1 \times 25.29) = 25.29 \text{ kN}$
- $Q_{Etage \text{ habitation}} = (1.5 \times 25.29) = 37.935 \text{ kN}$
- $Q_{S/Soul} = (5 \times 25.29) = 126.45 \text{ kN}$

**5. Poids des poteaux : On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le R.P.A et le B.A.E.L :**

- D'après le **B.A.E.L.** on a :  $0 < \lambda < 70$  on prend  $\lambda = 35$   
 On a alors :  $a = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{35} = \frac{l_f}{10}$  ; on prend  $a = \frac{l_f}{10}$  ;  $l_f = 0.7l$   
 $l = 306 \text{ cm}$  ;  $l_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$   
 $a = \frac{214.2}{10} = 21.42 \text{ cm}$   
 On a alors  $a = b = 25 \text{ cm}$
- **R.P.A** 2003 exige :  
 $Min(a.b) \geq 30 \text{ cm}$  en zone IIb et III  
 On a la wilaya de Blida située dans la zone III  
 On a alors  $a = b = 30 \text{ cm}$

Donc on propose les dimensions suivantes :

$$a = 30 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$G \text{ Poteau (étage)} = (0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$$

$$G \text{ Poteau (RDC)} = (0.30 \times 0.30) \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ kN}$$

$$G \text{ Poteau (S/Sol)} = (0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ kN}$$



### II.7.4 Charge et surcharge de chaque étage (poteau central) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u(p) \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

avec :

$N_u$  : effort normal ultime (compression) =  $1.35G + 1.5Q$

$\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(2)$ )

$\gamma$  : élancement d'EULER

$i$  : rayon de giration

$l_f$  : longueur de flambement

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$B$  : surface de la section du béton

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable)

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier  $\gamma_s = 1.15$  (situation durable)

$f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa) ;

$f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa)

$A_s$  : section d'acier comprimée

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

• **Pour une section rectangulaire :**

◆ moment d'inertie  $I = bh^3/12$

◆ section du béton  $B = a \times b$

◆ section réduite  $B_r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

**Selon le "BAEL 91 modifié 99[3]" :**  $0.2\% \leq A_s/B \leq 0.5\%$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 50 \end{cases}$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre  $\lambda = 35$  et  $\alpha = 0,708$  On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s}\right)} = 0.6 N_u$$

Pour une zone sismique III. On doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > h_e/20$$

$$1/4 < a/b < 4$$

Avec :

- $N_{ser}$  : Effort normal à l'ELS.
- $B$  : Section de béton du poteau.
- $A_s$  : Section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ).
- $\eta$  : Coefficient d'équivalence ( $\eta = E_s/E_b = 15$ ).
- $\sigma_{ser}$  : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} 1.15 B \leq 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Dans le tableau suivant : Les Charges et Les demonssions des poteaux

TABLE II.7 – Choix des sections des poteaux

NIVEAU	G totale	G cum	Surcharge	Q plancher	Q cum	N ELU	Br=0.6*N	a	Le choix
etage 9	191.32	191.32	1	25.29	25.29	313.29	187.97	15.71	30×30
etage 8	168.12	359.44	1.5	37.93	63.22	614.21	368.53	21.20	30×30
etage 7	168.12	527.56	1.5	37.93	97.36	909.45	545.67	25.36	30×30
etage 6	168.12	695.67	1.5	37.93	127.70	1198.99	719.40	28.82	30×30
etage 5	168.12	863.79	1.5	37.93	154.26	1482.85	889.71	31.83	35×35
etage 4	168.12	1031.91	1.5	37.93	177.02	1761.02	1056.61	34.51	35×35
etage 3	168.12	1200.02	1.5	37.93	195.98	2033.49	1220.10	36.93	40×40
etage 2	168.12	1368.14	1.5	37.93	211.15	2300.28	1380.17	39.15	40×40
etage 1	178.23	1546.37	5	126.44	280.06	2644.26	1586.55	41.83	45×45
RDC	180.53	1726.90	5	126.44	336.33	2972.37	1783.42	44.23	45×45
S/sol 01	178.23	1905.13	5	126.44	379.95	3278.41	1967.05	46.35	50×50

Vérification de critère de résistance :  $N_u/B \leq f_{bu} = 17 \text{ Mpa}$

TABLE II.8 – Vérification de critère de résistance

NIVEAU	$N_u$ (KN)	$B$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u/B$ (Mpa)	$f_{bu}$ (Mpa)	Vérification	Le choix
etage 9	313.29	900.00	3.48	17	Vérifiée	30×30
etage 8	614.21	900.00	6.82	17	Vérifiée	30×30
etage 7	909.45	900.00	10.10	17	Vérifiée	30×30
etage 6	1198.99	900.00	13.32	17	Vérifiée	30×30
etage 5	1482.85	1225.00	12.10	17	Vérifiée	35×35
etage 4	1761.02	1225.00	14.38	17	Vérifiée	35×35
etage 3	2033.49	1600.00	12.71	17	Vérifiée	40×40
etage 2	2300.28	1600.00	14.38	17	Vérifiée	40×40
etage 1	2644.26	2025.00	13.06	17	Vérifiée	45×45
RDC	2972.37	2025.00	14.68	17	Vérifiée	45×45
S/sol 01	3278.41	2500.00	13.12	17	Vérifiée	50×50

### II.7.5 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme. Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right)$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

$L$  : longueur du voile

$e$  : épaisseur du voile

$h_e$  : Hauteur d'étage

Dans notre cas :

- Hauteur de Sous-sol :  $\frac{306-25}{20} = \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$
- Hauteur de RDC :  $\frac{408-25}{20} = \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm}$
- Autres niveaux :  $\frac{306-25}{20} = \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  pour Sous-sol et RDC.

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$  pour Autres niveaux.

**II.7.5.1 Conclusion :**

Tableau récapitulatif :

TABLE II.9 – Dimensions des éléments porteurs

NIVEAU	Section de poteau central (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Epaisseur des voiles (cm)
etage 9	30×30	30×45	30×40	20
etage 8	30×30			
etage 7	30×30			
etage 6	30×30			
etage 5	35×35			
etage 4	35×35			
etage 3	40×40			
etage 2	40×40			
etage 1	45×45			
RDC	45×45			
S/sol 01	50×50			

## Chapitre III

# CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

### III.1 Etude d'acrotère :

#### III.1.1 Introduction

L'acrotère est une console encadrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante est de :  $Q = 1 \text{KN/ml}$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

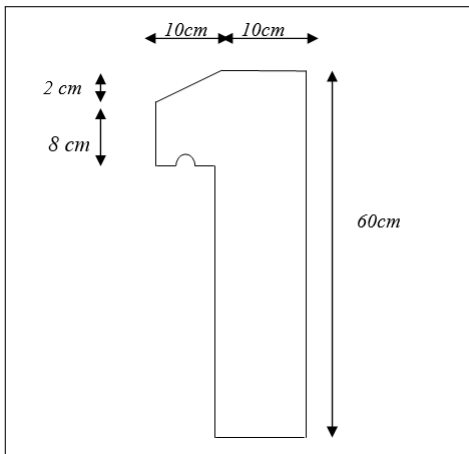


FIGURE III.1 – Dimension de l'acrotère.

#### III.1.2 Evaluation des charges :

Charge permanente : Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.08) + \left( \frac{(0.1 \times 0.02)}{2} \right) \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

Périmètre de l'acrotère :

$$P = [0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5] = 1.4 \text{ m}$$

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

$$S = \rho_{ci} \times e \times P_c = 14 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1) \times 2 = 0.392 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.07 = 1.75 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow G = 2.14 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation : On prend en considération l'effet de la main courante D'où :  
 $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

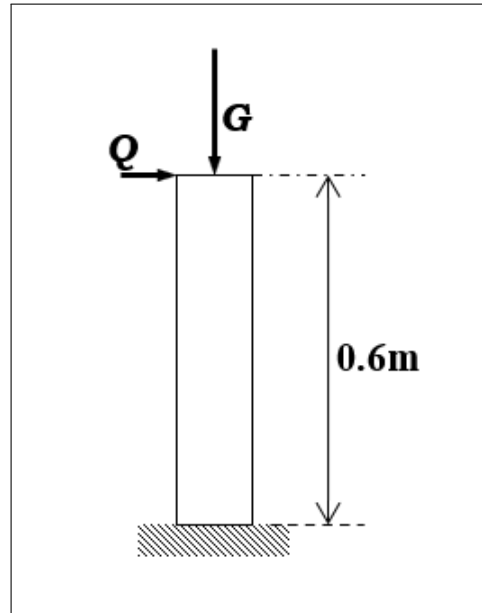


FIGURE III.2 – Schéma statique de l'acrotère.

### III.1.3 La force horizontale due à l'effet du séisme :

Les règles RPA 99 / version 2003[2]. recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul  $F_p$ . agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcule par la formule suivante :

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

Avec :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone. obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles. pour la zone sismique IIB. et le groupe d'usage 2. ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.20$$

- $C_p$  : facteur de force horizontale. donné par le tableau 6.1 des mêmes règles. et pour le cas des éléments en console. il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0.8$$

- $W_p$  : c'est le poids propre de l'acrotère. dont :

$$W_p = G = 2.14 \text{ kN/ml}$$



Donc :

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.14 = 1.37 \text{ kN}$$

$$Q_u = \max(1.5Q; F_p)$$

$$\begin{cases} F_p = 1.37 \text{ kN} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ kN} \end{cases} \implies Q_u = Q_h = Q = 1.5 \text{ kN}$$

### III.1.4 Calcul des sollicitations :

- E.L.U :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G \\ M_u = 1.5F_p \times h \\ T_u = 1.5F_p \end{cases}$$

- E.L.S :

$$\begin{cases} N_s = G \\ M_s = F_p \times h \\ T_s = F_p \end{cases}$$

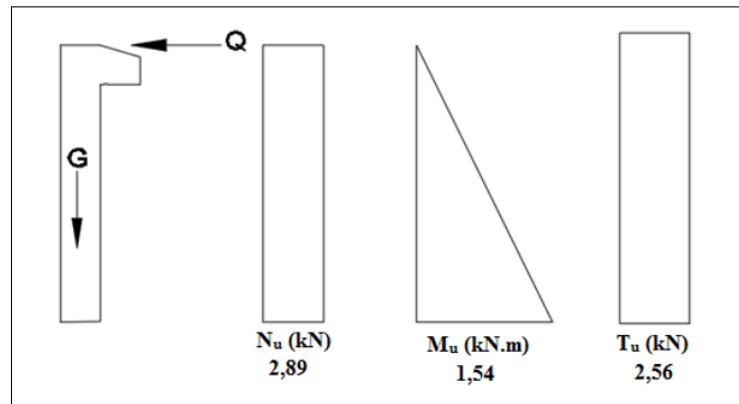


FIGURE III.3 – Diagrammes des efforts à L'ELU.

TABLE III.1 – Les Sollicitations en ELU et ELS

Les Sollicitations	ELU	ELS
Effort normal $N$ (kN)	2.89	2.14
Effort tranchant $T$ (kN)	2.58	1.72
Moment fléchissant $M$ (kN.m)	1.55	1.03

### III.1.5 Calculs de Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur

Données :

$$h = 10 \text{ cm};$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

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

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa};$$

$$c = c' = 2 \text{ cm};$$

$$f_e = 500 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}.$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.55}{2.89} = 53.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \text{ Donc : } M_{as} = M_U + N_U(d - \frac{h}{2}) = 1.67 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_f = 1.67 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{(b \times d^2 \times f_{bc})} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 \leq \mu_R = 0.391 \implies A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

TABLE III.2 – Résultats du calcul de flexion simple

$\mu_u$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )
0.017	0.391	0.018	8.94	348	0.52

Ferrailage minimal :

$$A_{s \text{ CNF}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{s \text{ CNF}}) = 1.087 \text{ cm}^2$$

On adoptera :  $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ .

Espacement :

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

$$S_v = \left( \frac{60 - 4 - 4(0.10)}{3} \right) = 18.5 \text{ cm} \rightarrow S_v = 18 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 1.18 < A_r \leq 2.35$$

On adoptera :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{2.56 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0.032 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

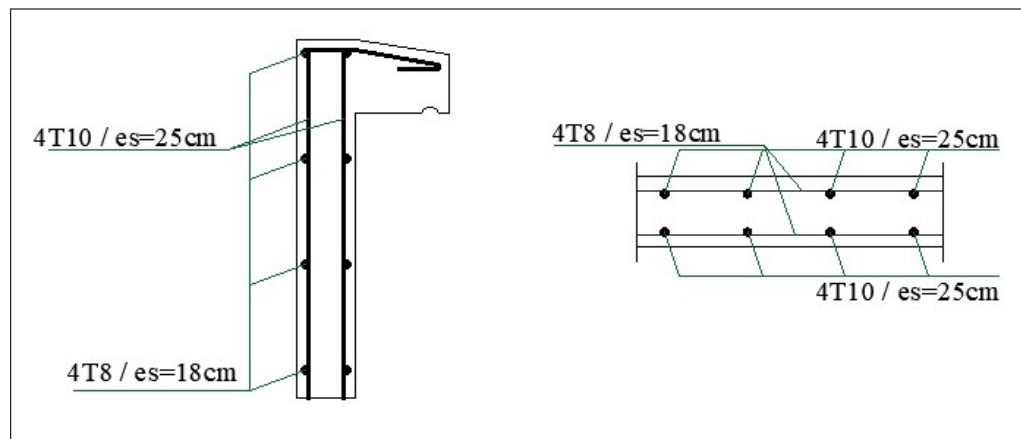


FIGURE III.4 – Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.2 Balcon :

### III.2.1 Introduction

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.
- La force descendante.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m.

**III.2.2 L'Epaisseur de porte à faux**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5\text{cm}$$

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

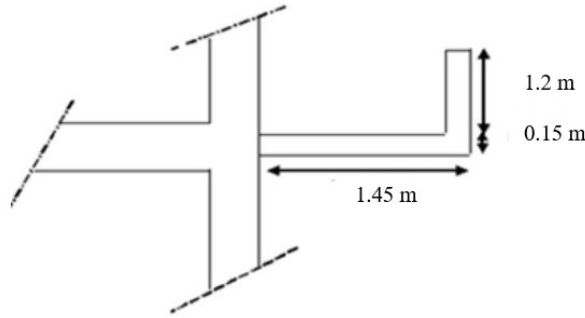


FIGURE III.5 – Dimensions du balcon

**III.2.3 Evaluation des charges**

- Charge permanente (DTR charges permanentes et charge d'exploitation[1]) :  
 $G = 5.51\text{KN}/\text{m}^2$
- Charge d'exploitaion (DTR charges permanentes et charge d'exploitation[1]) :  
 $Q = 3.50\text{KN}/\text{m}^2$
- Charge concentrée "F" :
  - Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m<sup>2</sup>
  - Maçonnerie (ép. = 10 cm) ..... 0,90 kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m<sup>2</sup>
- .....  $F = 1,62\text{ kN}/\text{m}^2$
- Moment due à la main courante :  
 Pour une bande de 1m ,  $F = 1.62 \times 1 \times 1.2 = 1.944\text{kN}$   
 $M_{mc} = Q' \times L = 1.944 \times 1 = 1.944\text{KN.m}$

**III.2.4 Combinaisons des charges :**

	ELU	ELS
q(KN/m)	12.69	9.01
F(KN)	2.62	1.944

TABLE III.3 – Les combinaisons des charges.

Calcul des efforts internes :

$$M(x) = -\left[Fx + \frac{qx^2}{2}\right] + M_{mc}$$

$$T(x) = -[F + qx]$$

	ELU	ELS
M(KN.m)	15.20	10.35
T(KN)	21.02	15.01

TABLE III.4 – Efforts internes.

### III.2.5 Calcul du ferrailage :

#### III.2.5.1 Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple :

- Largeur de la bande : 1 m
- Section rectangulaire : (100 x 15) cm<sup>2</sup>
- Résistance en compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 30$  MPa
- Résistance en traction du béton à 28 jours :  $f_{t28} = 2,4$  MPa
- Résistance en compression du béton :  $f_{bc} = 17$  MPa
- Diamètre des armatures :  $d = 13,5$  cm
- Limite élastique de l'acier :  $f_e = 500$  MPa

Mu(kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu R$	A's(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	Le choix	As(cm <sup>2</sup> )	ESP (cm)
15.20	0,049	oui	0	0,06	13,18	2.65	5T10	3.93	20

TABLE III.5 – Calcul des armatures longitudinales.

$$S_t < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t < \min \begin{cases} 33cm \\ 2h \end{cases} \rightarrow S_t = 20cm$$

#### III.2.5.2 Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.753 \leq A_r \leq 1.51$$

On adopte : 4T8 avec  $S_t = 25cm$

**III.2.6 Vérifications :**

**III.2.6.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \times \frac{f_t28}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III.2.6.2 Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau = \text{Min}(0.15f_{c28}; 4MPa) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{\tau}{bd} = \frac{21.02 \times 10^3}{1000 \times 13.5} = 1.56 < 4MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III.2.6.3 Vérification de la flèche :**

La vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0.103 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = 0.0022 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

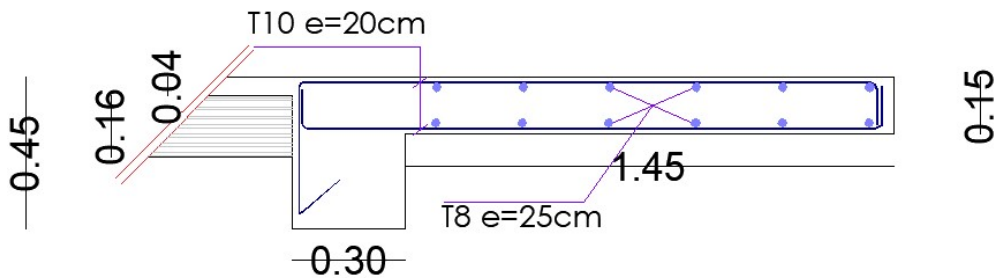


FIGURE III.6 – schéma de ferrailage de Balcon

**III.3 plancher à corps creux :**

**III.3.1 Prédimensionnement des poutrelles :**

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (20x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

### III.3.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91 modifié 99[3]) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$Si : \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} & \rightarrow A = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} & \rightarrow A = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

#### 1. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Tel que :  $L=65\text{cm}$  ;  $F_e=235\text{MPa}$  (acier rond lisse)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on obtient :  $A = 1,11 \text{ cm}^2/ml$ .

On prend :  $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{s} = 20 \text{ cm}$

#### 2. Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/ml$$

#### Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

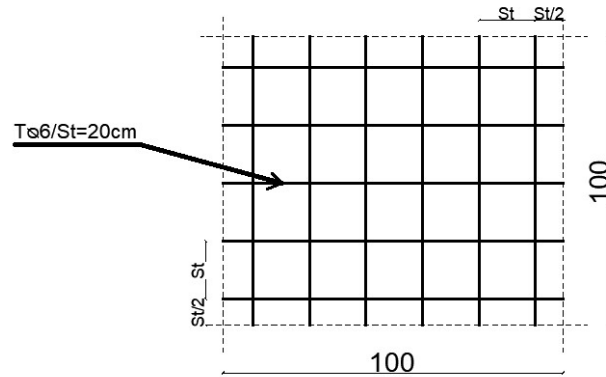


FIGURE III.7 – Ferrailage de la dalle de compression

### III.3.3 poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4)cm^2$ .

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

#### Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure :

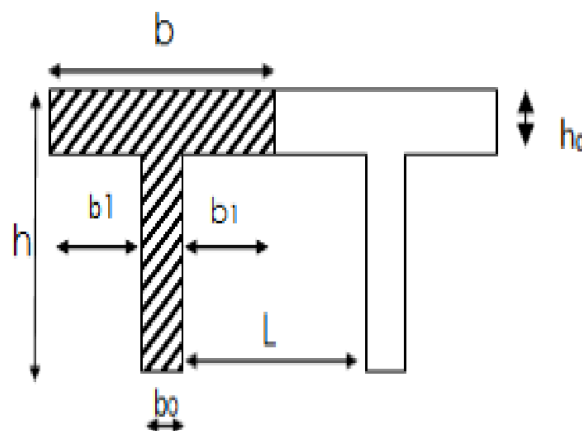


FIGURE III.8 – Schéma de poutrelle.

- $b = 65 \text{ cm}$  : Distance entre axes de deux poutrelle.



- $h = (16 + 4)$  : hauteur du plancher en corps creux.
- $b_0 = 12 \text{ cm}$  : largeur de la poutrelle.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression.
- $b_1$  : est le débord :  $b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$



**Calcul des moments :**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront par la méthode suivante :

**Méthode des éléments finis « ETABS/SAP » :**

Par cette méthode, les moments et les efforts tranchants seront calculés à l'aide de ces logiciels.

**1. Avant le coulage de la table de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

- Poutrelle de travée  $L = 4.64 \text{ m}$
- Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux :  $0,65 \times 0.16 \times 6 = 0.624 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente :  $G = 0.744 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$

**Ferraillage à l'état limite ultime :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.99$$

$$q_s = G + Q = 1.4$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1.99 \times 4.64^2}{8} = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{1.4 \times 4.64^2}{8} = 3.78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$  ; hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ ;  $f_b c = 14.16 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b c} = \frac{5.35 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 17} \longrightarrow \mu_u = 6.56 \gg \mu_r = 0.372$$

$\implies$  Donc, les armatures de compression sont nécessaires.

*Conclusion :*

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges soumises avant coulage. Ils sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2. **Après le coulage de la table de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

3. **Evaluation des charges aux poutrelles :**

- **Plancher terrasse :**

- ◆ Charge permanente :  $G = 6.3 \times 0.65 = 4.1 \text{ KN/ml}$

- ◆ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- **Plancher courant étage 3<sup>ème</sup> jusqu'à 9<sup>ème</sup> :**

- ◆ Charge permanente :  $G = 5.11 \times 0.65 = 3.32 \text{ KN/ml}$

- ◆ Charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges :**

- ◆ **Plancher terrasse :**

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4.75 \text{ KN/ml}$$

- ◆ **Plancher courant étage 3<sup>ème</sup> jusqu'à 9<sup>ème</sup> :**

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.95 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4.295 \text{ KN/ml}$$

- ◆ **Conclusion :**

Le plancher de terrasse est le plus sollicité.

**Calcul des efforts internes :**

Poutrelle à cinq travées :

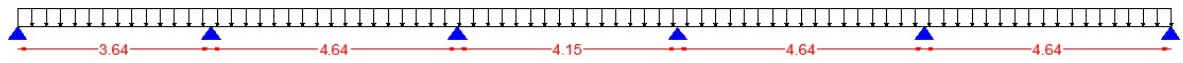


FIGURE III.9 – Schéma statique de la poutrelle à cinq travées.

Méthode : élément finis (ETABS)

**Diagrammes des moments fléchissant :**

**ELU :**

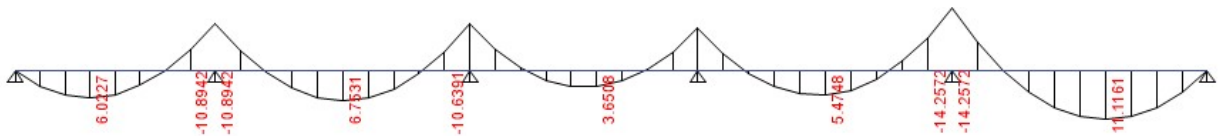


FIGURE III.10 – Diagramme des moments fléchissant ELU.

**ELS :**

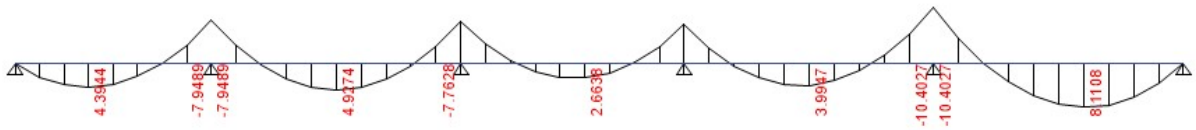


FIGURE III.11 – Diagramme des moments fléchissant ELS.

**Diagrammes des efforts tranchants :**

**ELU :**

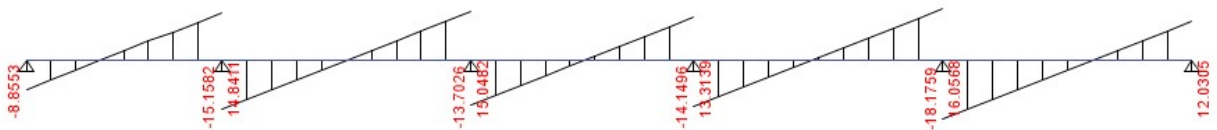


FIGURE III.12 – Diagramme des efforts tranchants ELU .

**ELS :**

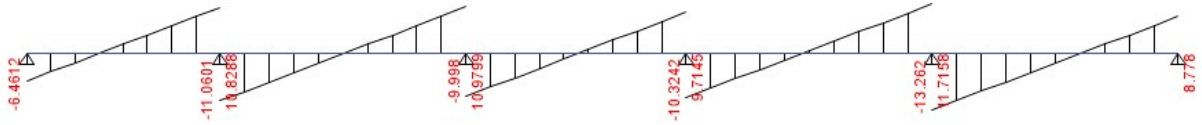


FIGURE III.13 – Diagramme des efforts tranchants ELS .

### Les efforts maximaux :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable (le moment le plus grand en travée et sur appuis), et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- **ELU :**  $M_{tu}^{max} = 11.11 \text{KN.m}$   $M_{au}^{max} = 14.25 \text{KN.m}$   $T_u^{max} = 18.18 \text{KN}$
- **ELs :**  $M_{ts}^{max} = 8.11 \text{KN.m}$   $M_{as}^{max} = 10.40 \text{KN.m}$   $T_s^{max} = 13.26 \text{KN}$

### Calcul du ferrailage :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :  $h = 20 \text{cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{cm}$  ;  $b = 65 \text{cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{cm}$  ;  $b_1 = 26,5 \text{cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{MPa}$

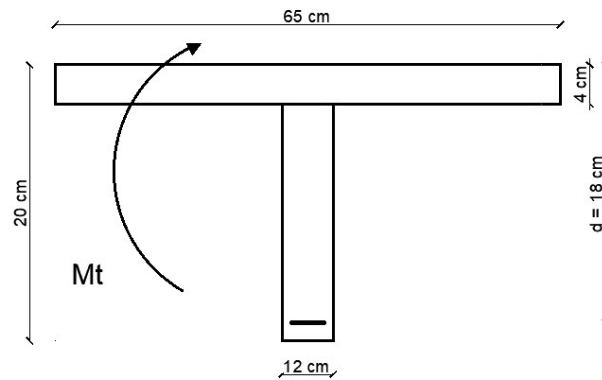


FIGURE III.14 – L'axe Neutre

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 70.72 \text{KN.m}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme on aura :

TABLE III.6 – : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
11.11	0.031	oui	0	0.039	17.7	oui	10‰	435	1.44

**Condition de non fragilité :**

$$A_S^{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ( $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$ )

**Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{max} = 14.25 \text{ KN.m} < M_{tab}$

TABLE III.7 – : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
14.25	0.215	oui	0	0.3	15.84	oui	10‰	435	2.07

**Condition de non fragilité :**

$$A_S^{min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14(Chapeau) ( $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$ )

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

La vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable :  $T_u^{max} = 18.18 \text{ KN}$

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

Tel que :  $\bar{\tau}_u = \min[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa} \rightarrow$  Fissuration prejudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d_u} = 0.84 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Appuis de rives :**

**Vérification de la compression du béton :**

On a :  $T_u = 12.03 \text{ KN}$  d'appui de rive, alors que :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{12.03 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.62 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Appuis intermédiaires :**

**Vérification de la compression du béton :**

On a :  $T_u = 18.18 \text{ KN}$  d'appui d'intermédiaire, alors que :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{18.18 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.94 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_c}{\gamma_s}} = 0.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifier}$$

**Vérifications à l'ELS :**

**Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

**Détermination de l'axe neutre :**

$$Y = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 15.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + b \cdot h_0 \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0(y_G - h_0)^3}{12} + b_0 (y_G - h_0) \left( \frac{y_G - h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{12} + b_0 (h - y_G) \left( \frac{h - y_G}{2} \right)^2$$

$$I_0 = 16789.8 \text{ cm}^4$$

TABLE III.8 – Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	8.11	3,39	15.45	16789.8	7.46	18	Vérifiée
Appui	10.40	3.08	15.45	16789.8	9.57	18	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

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

$$b_0 = 12 \text{ cm};$$

$$d = 18 \text{ cm};$$

$$L = 4.64 \text{ m};$$

$$M_{t,ser} = 8.11 \text{ kNm};$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2;$$

$$f_e = 500 \text{ MPa};$$

On trouve :

$$\frac{h}{L} = 0.043 < 0.0625 \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.043 < 0.208 \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0.0125 > 0.008 \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad \text{si } L \geq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{si } L < 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{464}{500} = 0.928 \text{ cm}$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre «  $y_G$  » :

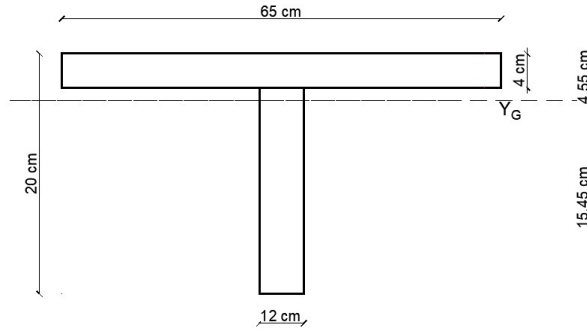


FIGURE III.15 – L'axe Neutre

$$y_G = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right)}{bh_0 + (h - h_0)b_0} = 4.55 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + b \cdot h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0(y_G - h_0)^3}{12} + b_0(y_G - h_0) \left(\frac{y_G - h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0(h - y_G)^3}{12} + b_0(h - y_G) \left(\frac{h - y_G}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 16789.8 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} \quad \text{Pourcentage des armatures}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad : \text{Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

TABLE III.9 – Calcul de la flèche.

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
8.66	3.39	4.55	0.0157	113.53	2.99	1.20	0.480	16789.8	7584.09	10653.43



**III.3.3.1 Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000\sqrt{f_{c28}} = 34180 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 11496.8 \text{ MPa}$$

**III.3.3.2 Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}} = 0.7 \text{ cm}$$

**III.3.3.3 Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}} = 1.52 \text{ cm}$$

Donc  $\Delta f_t = f_v - f_i = 5.9 \text{ mm} < 8.2 \text{ mm}$

Calcul des armatures transversales et l'espacement :

Selon le « BAEL 91 modifié 99[3] » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad K = 1 \\ S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

**RPA 99 / version 2003[2] :**

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

Avec le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par BAEL 91 modifié 99[3] :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10} \right) = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi_t = 6 \text{ mm}$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

According to "BAEL 91 modifié 99[3]" :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0 \text{ cm} \\ S_t \leq 16.20 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0086 \text{ cm} \end{cases}$$

RPA 99 / version 2003[2]

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ S_t \leq 6.25 \text{ cm} \\ S_t \leq 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 6$  et on adapte  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  avec  $A_{st} = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

Espacement d'un cadre :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \implies S_t \leq 15.83 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{Contourant} \end{cases}$$

### TRAVEES

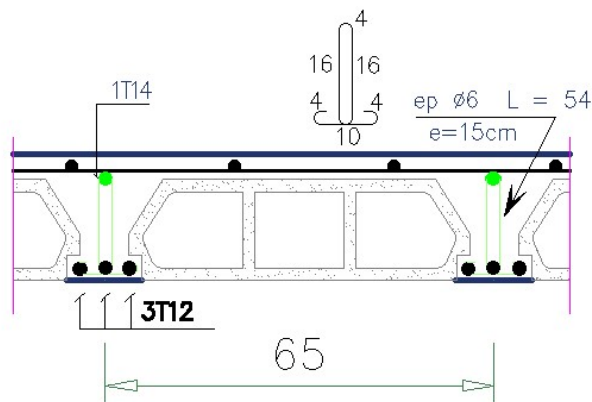


FIGURE III.16 – ferrailage de poutrelles au travée

## APPUIS

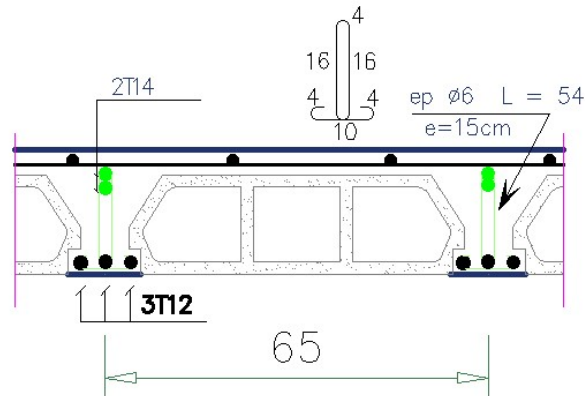


FIGURE III.17 – ferrailage de poutrelles au appui

Conclusion :

Le ferrailage des éléments secondaires en génie civil est une étape fondamentale pour garantir des structures solides et durables. En combinant les propriétés du béton et de l'acier, le ferrailage permet de construire des ouvrages capables de résister aux charges et aux contraintes imposées par l'environnement, assurant ainsi la sécurité et la fiabilité des constructions.

### III.4 Les escaliers :

#### III.4.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale. Ils sont calculés en flexion simple.

#### III.4.2 Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### III.4.3 Eléments d'un escalier :

- L'emmarchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

- La contremarche : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

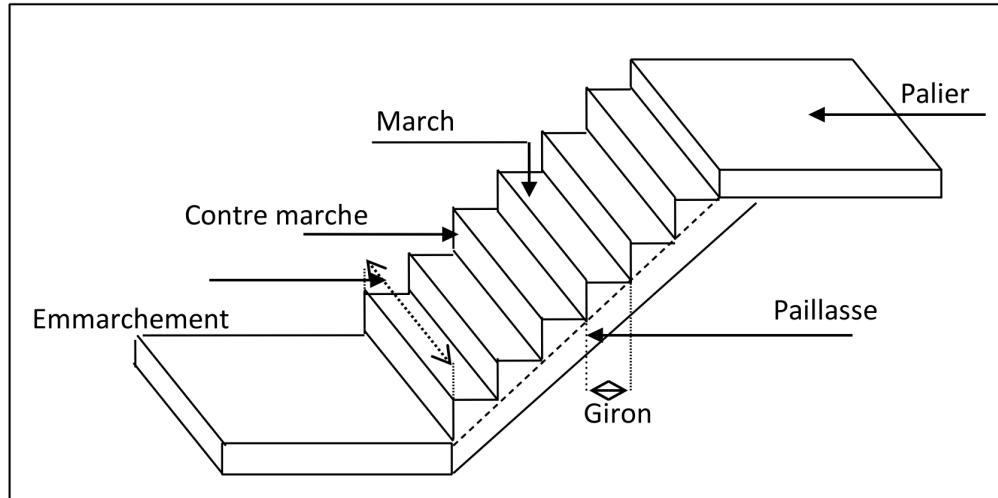


FIGURE III.18 – Eléments d'un escalier.

#### III.4.4 Dimensionnement d'escalier :

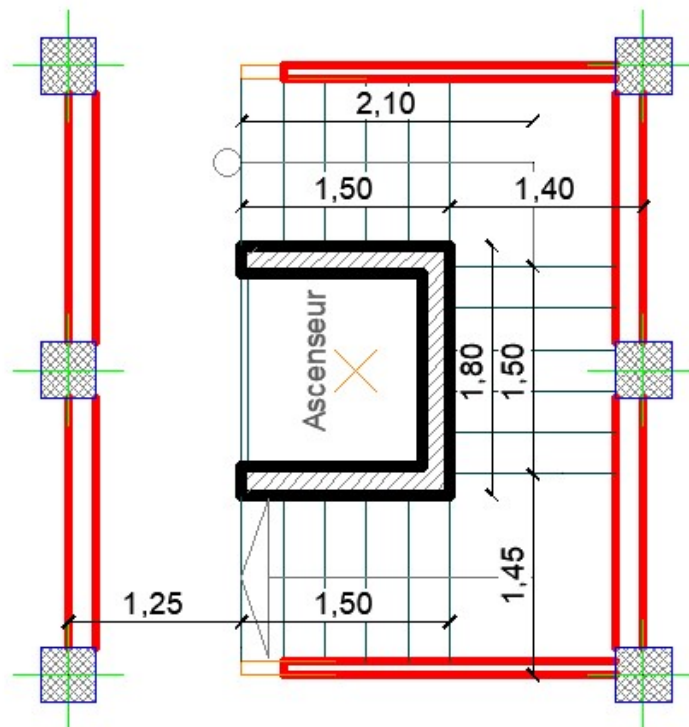


FIGURE III.19 – Schéma d'un escalier de 3 volées.

**III.4.4.1 La marche et contre marche :**

$$\bullet 2h + g = 64 \text{ cm} \tag{1}$$

$$\bullet n \times h = H \tag{2}$$

$$\bullet (n - 1)g = L \tag{3}$$

De 1, 2 et 3 on trouve :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

- $n$  : Le nombre des contremarches.
- $(n - 1)$  : Le nombre des marches.
- $H$  : Hauteur de l'escalier (306 cm).
- $L$  : Longueur totale ( 510 cm).
- $g$  : Largeur de la marche.
- $h$  : Hauteur de la contremarche.

On trouve :

$$64n^2 - 1186n + 612 = 0 \implies n_1 = 18 \quad n_2 = 0.53$$

On prend :

- $n = 18$
- $g = 30 \text{ cm}$
- $h = 17 \text{ cm}$

Ainsi,

$$54 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \quad \text{C'est bon}$$

**III.4.4.2 L'emmarchement :**

En fonction de la destination de l'escalier et du nombre d'utilisateurs, on a :

- 120 à 200 cm pour les bâtiments publics (120 cm ... vérifier)

**III.4.4.3 Angle de pente courants :**

L'angle de la pente des escaliers se répartit ainsi :

- Escalier courant (de 24° à 45°) :

$\alpha$  est l'angle de pente.

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) = 30.96^\circ$$

**III.4.4.4 Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 7.20 \text{ m}$$

$$24 \leq e \leq 36 \quad \text{or} \quad e = 25 \text{ cm}$$

Avec :

- $e$  : épaisseur de la paillasse
- $l$  : longueur totale

**III.4.5 Evaluation des charges :**

**III.4.5.1 Au niveau des paliers :**

**Charge permanente :**

TABLE III.10 – Charge permanente du palier.

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma(kN/m^3)$	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.25	6.25
Enduit du ciment	18	0.02	0.36
			<b>Gt = 7.95 kN/m<sup>2</sup></b>

**Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

**III.4.5.2 Au niveau de la paillasse :**

**Charge permanente :**

TABLE III.11 – Charge permanente du paillasse.

Désignation des éléments	Poids volumiques $\gamma(kN/m^3)$	e (m)	Poids ( $kN/m^2$ )
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{25}{\cos 30.96^\circ} = 0.292 m$	7.30
Carrelage ( marche)	20	0.02	0.40
Mortier de pose (marche)	20	0.02	0.4
Carrelage (contre marche)	25	0.02	0.4
Mortier de pose (C.marche)	20	0.03	0.6
P.P de la marche	25	$\frac{17}{2} = 0.085 m$	2.125
Garde core	1	-	1
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
			<b>Gt = 12.585 kN/m<sup>2</sup></b>

### Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par :  $Q = 2.5 K N/m^2$

#### III.4.5.3 Calcul des sollicitations :

on a escaliers de 3 volées :

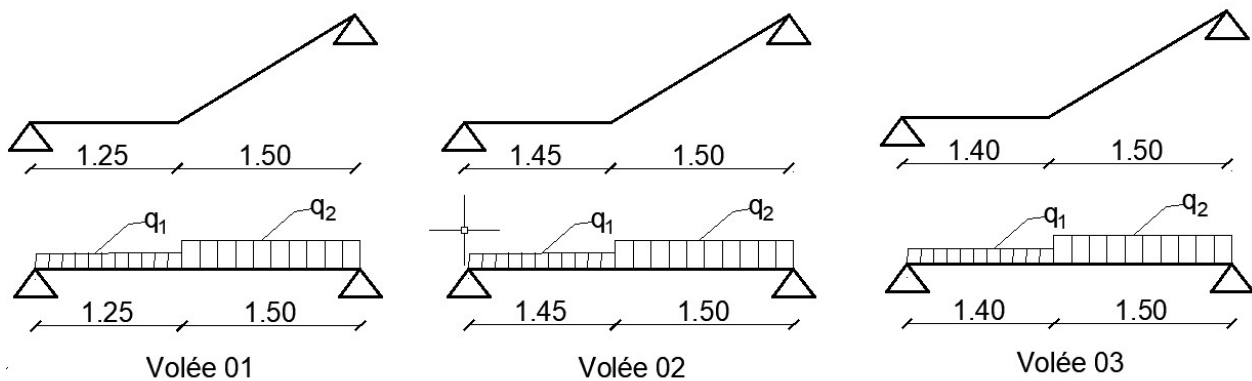


FIGURE III.20 – Schéma statique de l'escalier.

#### volée 1

- $L_1 = 1.25 m$
- $L_2 = 1.50 m$

#### A l'ELU :

- Palier :  $q_1 = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 7.95 + 1.5 \times 2.5 = 14.48 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :  $q_2 = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 1.35 \times 12.585 + 1.5 \times 2.5 = 20.74 \text{ KN/ml}$
- Réaction d'appuis :

$$\sum M/B = 0 \implies 14.48 \times 1.25 \times 2.125 + 20.74 \times 1.50 \times 0.75 = R_A \times 2.75$$

$$\blacklozenge R_A = 22.47 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 14.48 \times 1.25 \times 0.625 + 20.74 \times 1.50 \times 2 = R_B \times 2.75$$

$$\blacklozenge R_B = 26.74 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

$$\blacklozenge -0 \leq x \leq 1.25$$

$$\blacklozenge M(x) = 22.47x - 7.24x^2$$

$$\blacklozenge T(x) = 22.47 - 14.48x$$

$$\blacklozenge M(0) = 0, M(1.25) = 16.78 \text{ KN.m}$$

$$\blacklozenge T(0) = 22.47 \text{ KN}, T(1.25) = 4.37 \text{ KN}$$

$$\blacklozenge -0 \leq x \leq 1.50$$

$$\blacklozenge M(x) = -10.37x^2 + 4.37x + 16.775$$

$$\blacklozenge T(x) = 4.37 - 20.74x$$

$$\blacklozenge M(0) = 16.775 \text{ KN.m}, M(1.50) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\blacklozenge T(0) = 4.37 \text{ KN}, T(1.50) = -26.74 \text{ KN}$$

Avec :

$$\blacklozenge T(0.21) = 0, M(0.21) = 17.24 \text{ KN.m}$$

#### A l'ELS :

- Palier :  $q_1 = (G + Q) \times 1 = 6.7 + 2.5 = 10.45 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse :  $q_2 = (G + Q) \times 1 = 11.205 + 2.5 = 15.085 \text{ KN/m}^2$
- Réaction d'appuis :

$$\sum M/B = 0 \implies 10.45 \times 1.25 \times 2.125 + 15.085 \times 1.50 \times 0.75 = R_A \times 2.75$$

$$\blacklozenge R_A = 16.26 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 10.45 \times 1.25 \times 0.625 + 15.085 \times 1.50 \times 2 = R_B \times 2.75$$



- ◆  $R_B = 19.43 \text{ KN}$
- Effort tranchant et moment fléchissant :
  - ◆  $0 \leq x \leq 1.8$
  - ◆  $M(x) = 16.26x - 5.225x^2$
  - ◆  $T(x) = 16.26 - 10.45x$
  - ◆  $M(0) = 0, M(1.25) = 12.16 \text{ KN.m}$
  - ◆  $T(0) = 16.26 \text{ KN}, T(1.25) = 3.2 \text{ KN}$
  
  - ◆  $0 \leq x \leq 2.85$
  - ◆  $M(x) = -7.54x^2 + 3.20x + 12.16$
  - ◆  $T(x) = -15.085x + 3.20$
  - ◆  $M(0) = 12.16 \text{ KN.m}, M(1.50) = 0$
  - ◆  $T(0) = 3.20 \text{ KN}, T(1.5) = -19.23 \text{ KN}$

Avec :

- ◆  $T(0.21) = 0, M(0.21) = 12.50 \text{ KN.m}$

le tableau suivant représente les valeurs des Moment fléchissant et efforts tranchants des 3 volées :

TABLE III.12 – Moment fléchissant et efforts tranchants des 3 volées

	Volée 1	Volée 2	Volée 3
<b>l1</b>	1.25	1.45	1.4
<b>l2</b>	1.5	1.5	1.5
<b>q<sub>1</sub> ELU</b>	14.48	14.48	14.48
<b>q<sub>2</sub> ELU</b>	20.74	20.74	20.74
<b>q<sub>1</sub> ELS</b>	10.45	10.45	10.45
<b>q<sub>2</sub> ELS</b>	15.085	15.085	15.085
<b>R<sub>a</sub>ELU</b>	22.47	23.75	23.42
<b>R<sub>b</sub> ELU</b>	26.74	28.36	27.96
<b>R<sub>a</sub>ELS</b>	16.26	17.18	16.95
<b>R<sub>b</sub>ELS</b>	19.43	20.60	20.31
<b>x</b>	0.21	0.13	0.15
<b>M<sub>max</sub> ELU</b>	17.24	19.39	18.84
<b>T<sub>max</sub> ELU</b>	26.74	28.36	27.96
<b>M<sub>max</sub> ELS</b>	12.50	14.06	13.67
<b>T<sub>max</sub> ELS</b>	19.43	20.60	20.31

### III.4.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de dimension ( $b \times h$ ) tel que :  $b = 100 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$ .  
 $\sigma = 434.78 \text{ MPa}$ ;  $\gamma = 1.15$ ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $e = 20 \text{ cm}$ ;  $M_u(2.44) = 46.32 \text{ KN}$

#### III.4.6.1 ELU :

- En appuis :  $M_a = 0.5 \times M_u$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_u$

TABLE III.13 – Calcul des armatures longitudinales.

		$M_u \text{ (kNm)}$	$\mu$	$\mu < \mu_r$	$A'_s$	$\alpha$	$Z \text{ (mm)}$	$A_s^{cal}/ml \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_{adps}/ml \text{ (cm}^2\text{)}$
Volée 01	Appui	8.62	0.016	Oui	0	0.020	17.86	1.11	5T10	3.93
	Travée	14.65	0.027	Oui	0	0.034	17.76	1.90	5T10	3.93
Volée 02	Appui	9.70	0.018	Oui	0	0.022	17.84	1.25	5T10	3.93
	Travée	16.48	0.030	Oui	0	0.038	17.73	2.14	5T10	3.93
Volée 03	Appui	9.42	0.017	Oui	0	0.022	17.84	1.21	5T10	3.93
	Travée	16.02	0.029	Oui	0	0.037	17.73	2.08	5T10	3.93

#### III.4.6.2 Espacement :

- En travée :  $e \leq \frac{100}{4} = 25$       On prend :  $e = 25 \text{ cm}$ .
- Sur appuis :  $e \leq \frac{100}{4} = 25$       On prend :  $e = 25 \text{ cm}$ .

#### III.4.6.3 Armature de répartition :

$$A_s \geq 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.98 \text{ cm}^2 \dots$  vérifié
- Sur appui :  $A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.98 \text{ cm}^2 \dots$  vérifié

**Vérification de l'Effort tranchant :** On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

L'effort tranchant :  $T = 28.36 \text{ KN}$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ Pa}$$

$$\tau_u = \frac{28.36 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.236 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

**Volée 01**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 26.74 \times 10^3 - \frac{17.24 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -79.68 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Volée 02**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 28.36 \times 10^3 - \frac{19.39 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -91.33 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Volée 03**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 27.96 \times 10^3 - \frac{18.84 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -88.34 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{28.36 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.24 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \dots \text{Vérfiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.4.7 Vérification à IELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**III.4.7.1 Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$

- En appuis :  $M_a = 0.5 \times M_{ser} = 0.5 \times 14.06 = 7.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{ser} = 0.85 \times 14.06 = 11.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$

TABLE III.14 – Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

	$M_u (kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm^2)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Appui	7.03	3.93	10	66666.66	1.05	15	Vérfiée
Travée	11.96	3.93	10	66666.66	1.80	15	Vérfiée

**III.4.7.2 Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{275} = 0.072 > \frac{M_t}{20 \cdot M} = 0.057 \dots$  Vérifiée
- $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{e}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{bd} = 0.0022 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \dots$  Vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{275} = 0.072 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots$  Vérifiée

Tout lrs condition sont vérifiées. donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

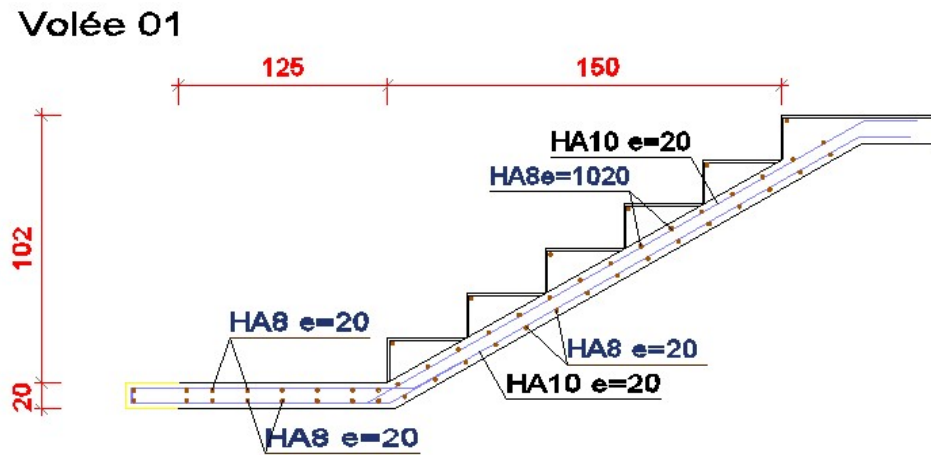


FIGURE III.21 – schema de ferrailage des escaliers

**III.5 LA POUTRE PALIERE :**
**III.5.1 Dimensionnement :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 27.67 \leq h \leq 41.5$$

alors on adopte

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

**III.5.2 Calcul des charges :**

On a :

- $T_{escal,u} = 28.36 \text{ KN}$
- $T_{escal,s} = 20.60 \text{ KN}$
- $l_1 = 1.4 \text{ m}$

- $l_2 = 2.75 \text{ m}$  et poids propre de la poutre :

- ◆  $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

**A l'ELU :**

- $q_1 = \frac{T_{escal,s}}{l_1} + 1.35 \times G_p = \frac{28.36}{1.4} + 1.35 \times 2.25 = 23.30 \text{ KN/ml}$

- $q_2 = 1.35G_p = 1.35 \times 2.25 = 3.04 \text{ KN/ml}$

- Réaction d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \implies 23.30 \times 1.40 \times 0.70 + 3.04 \times 2.75 \times 2.775 = R_B \times 4.15$$

- ◆  $R_B = 11.10 \text{ KN}$

$$\sum M/B = 0 \implies 23.30 \times 1.40 \times 3.45 + 3.04 \times 2.75 \times 1.375 = R_A \times 4.15$$

- ◆  $R_A = 29.88 \text{ KN}$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

- ◆  $-0 \leq x \leq 1.40$

- ◆  $M(x) = 29.88x - 11.65x^2$

- ◆  $T(x) = 29.88 - 23.30x$

- ◆  $M(0) = 0, M(1.40) = 18.99 \text{ KN.m}$

- ◆  $T(0) = 29.88 \text{ KN}, T(1.40) = -2.74 \text{ KN}$

Avec :

- ◆  $T(1.28) = 0, M(1.28) = 19.16 \text{ KN.m}$

- ◆  $-0 \leq x \leq 2.75$

- ◆  $M(x) = -1.515x^2 - 2.74x + 18.99$

- ◆  $T(x) = -2.74 - 3.04x$

- ◆  $M(0) = 18.99 \text{ KN.m}, M(2.75) = 0 \text{ KN.m}$

- ◆  $T(0) = -2.74 \text{ KN}, T(2.75) = -11.10 \text{ KN}$

**A l'ELS :**

- $q_1 = \frac{T_{escal,u}}{l_1} + G_p = \frac{20.60}{1.4} + 2.25 = 16.96 \text{ KN/ml}$

- $q_2 = G_p = 2.25 \text{ KM/ml}$

- Réaction d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \implies 16.96 \times 1.40 \times 0.70 + 2.25 \times 2.75 \times 2.775 = R_B \times 4.15$$

- ◆  $R_B = 8.14 \text{ KN}$

$$\sum M/B = 0 \implies 16.96 \times 1.40 \times 3.45 + 2.25 \times 2.75 \times 1.375 = R_A \times 4.15$$

- ◆  $R_A = 21.79 \text{ KN}$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

- ◆  $-0 \leq x \leq 1.40$

- ◆  $M(x) = 21.79x - 8.48x^2$

- ◆  $T(x) = 21.79 - 16.96x$

- ◆  $M(0) = 0, M(1.40) = 13.89 \text{ KN.m}$

- ◆  $T(0) = 21.79 \text{ KN}, T(1.40) = -1.954 \text{ KN}$

Avec :

- ◆  $T(1.28) = 0, M(1.28) = 14 \text{ KN.m}$

- ◆  $-0 \leq x \leq 2.75$

- ◆  $M(x) = -1.125x^2 - 1.954x + 13.89$

- ◆  $T(x) = -1.954 - 2.25x$

- ◆  $M(0) = 18.99 \text{ KN.m}, M(2.75) = 0 \text{ KN.m}$

- ◆  $T(0) = -1.954 \text{ KN}, T(2.75) = -8.14 \text{ KN}$

Alors on a :

- $M_u = 19.16 \text{ KN.m}$

- $M_s = 14 \text{ KN.m}$

- $T_u = 29.88 \text{ KN}$

- $M_{Appui} = 0.5M_u = 0.5 \times 19.16 = 9.58 \text{ KN.m}$

### III.5.3 Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple :

Les calculs pour le ferrailage son résumé dans le tableau suivant :

TABLE III.15 – Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple.

	$Mu \text{ (kNm)}$	$\mu$	$\mu < \mu_r$	$A'_s$	$\alpha$	$Z \text{ (mm)}$	$A_s^{cal}/ml \text{ (cm}^2\text{)}$
Appui	9.58	0.026	Oui	0	0.033	26.64	0.83
Travée	19.16	0.052	Oui	0	0.067	26.28	1.67

**III.5.4 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.0 \text{ MPa}$$

$$T_u = 29.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0.37 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III.5.5 Calcul de ferrailage de la poutre palière à la torsion :**

Le moment de torsion uniformément répartie  $M_t$  est engendrée par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis)

- $M_t = M_a = 9.70 \text{ KN.m}$

**III.5.5.1 Ferrailage :**

$$A_{torsion} = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4b}{3} + 2h = 1 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{9.70 \times 10^6 \times 1 \times 1.15}{2 \times 500 \times 62500} \times 10^{-2} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.70 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pour le ferrailage longitudinal :

$$A_s = A_{flexion} + A_{torsion}$$

- EN travée :  $1.67 + 1.78 = 3.45 \text{ cm}^2$

- En appui :  $0.83 + 1.78 = 2.61 \text{ cm}^2$

Le choix :

- 3T14  $\rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2$  en travée

- 3T12  $\rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$  en appui

**III.5.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \sqrt{\tau_f^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.37^2 + 1.55^2} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III.5.5.3 Calcul des armatures transversales :**

Soit :

- $s_t = 10 \text{ cm}$  en travée
- $s_t = 15 \text{ cm}$  en appui

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times b \quad (\text{RPA}[2])$$

- $A_t = 0.9 \text{ cm}^2$  en travée
- $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$  en appui

$$A_{torsion} = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

- $A_t = 0.27 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_t = 0.27 + 1.35 = 1.62 \text{ cm}^2$  alors on prend : 4T8  $\rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**Remarque :**

On garde le même ferrailage pour les autres poutres car notre poutre est le plus sollicité.

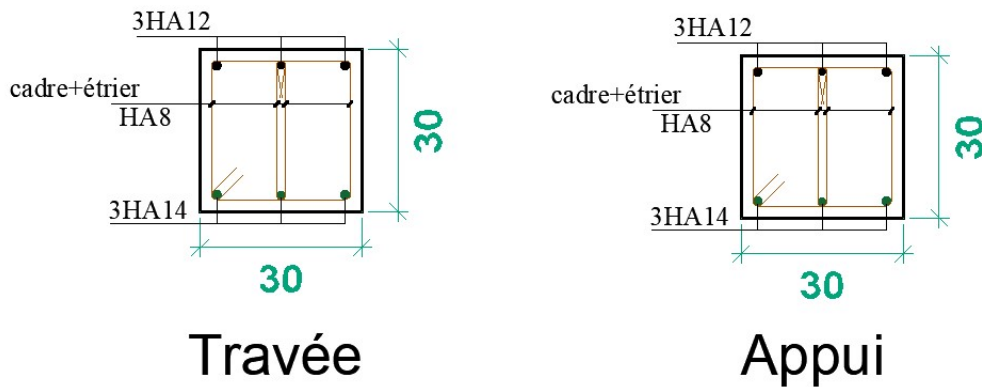


FIGURE III.22 – schéma de ferrailage de la poutre palière



## Chapitre IV

# ETUDE SISMIQUE ET THERMIQUE

## **IV.1 Introduction :**

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

## **IV.2 Etude dynamique :**

### **IV.2.1 Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV.2.2 Modélisation de la structure :**

Nous avons choisi d'utiliser le logiciel ROBOT (version 14) pour analyser la structure de notre projet. ROBOT est un outil informatique largement utilisé et reconnu dans l'industrie de l'ingénierie. Il facilite la modélisation précise de la structure et permet de réaliser des analyses dynamiques complexes. Son interface conviviale simplifie l'utilisation du logiciel et l'interprétation des résultats. Il est important de suivre les bonnes pratiques de modélisation et de validation pour garantir des résultats fiables. En conclusion, ROBOT est un outil puissant et efficace pour analyser la structure de notre projet.

## **IV.3 Etude sismique :**

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **Analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- ◆ Le mode fondamental est seul pris en compte.
- ◆ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

### IV.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers). D'après le **RPA 99 / version 2003[2]**, 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 vérifiée.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

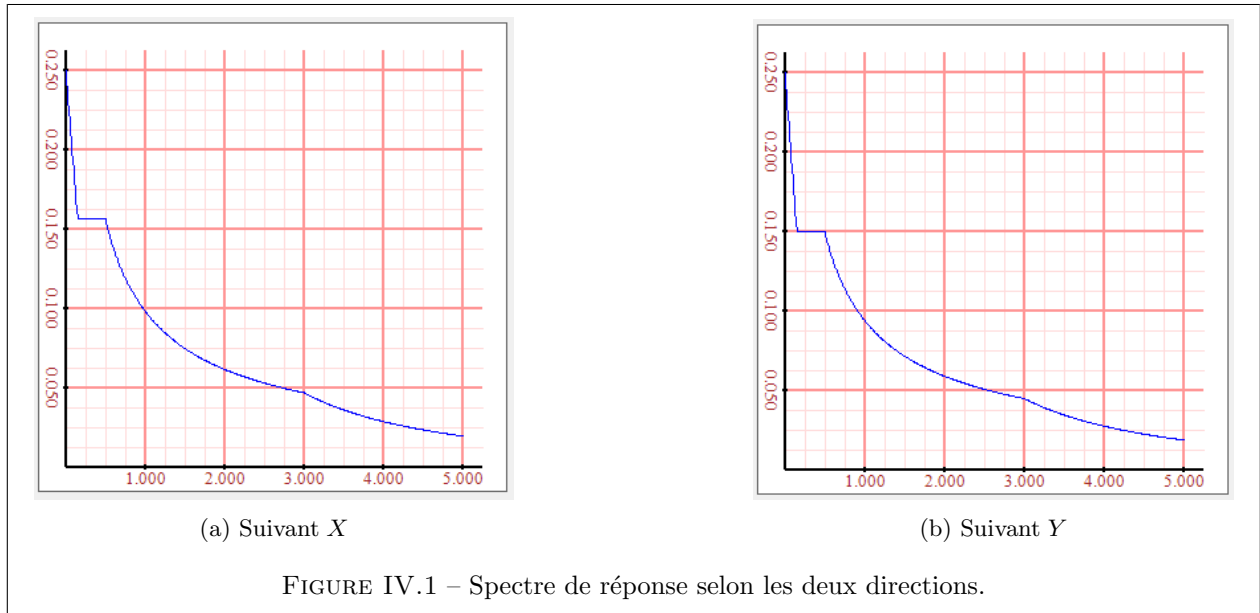
### IV.3.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \frac{Q}{R} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- $g$  : accélération de la pesanteur,  $g = 9.81 \text{ N}$ .
- $A$  : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contre-ventement.
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- $Q$  : Facteur de qualité.



La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges ( $G$ ,  $Q$  et  $E$ ).

### IV.3.3 Procédure de calcul :

#### IV.3.3.1 Calcul de la force sismique totale (statique équivalente) :

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

- **Coefficient d'accélération de zone A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau IV.1 selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

TABLE IV.1 – Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	zone			
	I	IIA	<b>IIB</b>	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
<b>2</b>	0.10	0.15	<b>0.20</b>	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Dans notre cas : on a un bâtiment dans la zone IIB d'habitation collective, sa hauteur ne dépasse pas 48m, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique  $A=0,20$ .

• **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T_3)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T < 3.0 s \\ 2.5\eta (T_2/T_3)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

TABLE IV.2 – Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

- ◆ La catégorie de site est : sol meuble S3 :  $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.50 s \end{cases}$
- ◆ Le facteur de correction d'amortissement est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.764$$

- ◆ La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « RPA 99 / version 2003[2] » :

- ◆ Soit :  $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

$h_N$  : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

TABLE IV.3 – valeurs du coefficient CT

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans notre cas on a :  $C_T = 0,05$ .

$$T_f = 0.050(31.62)^{3/4} = 0.67 \times 1.3 = 0.87 \text{ s}$$

❖ Par ailleurs :  $T_f = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) :  $T_{fx} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{25.71}} = 0.56 \text{ s}$

- Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{18.65}} = 0.66 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0.87 ; 0.56) = 0.56 \text{ s} \\ T_y = \min(0.87 ; 0.66) = 0.66 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3.0 \text{ s} & \rightarrow & D_x = 2.5\eta (T_2/T_3)^{2/3} \\ T_2 < T_y < 3.0 \text{ s} & \rightarrow & D_y = 2.5\eta (T_2/T_3)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.77 \\ D_y = 1.59 \end{cases}$$

❖ Par ailleurs : la période de logiciel ROBOT :

Cas/Mode	Période (s)
3/ 1	1.55
3/ 2	1.42
3/ 3	1.39

• **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- ◆ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ◆ La régularité en plan et en élévation.
- ◆ La qualité du contrôle de la construction.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du RPA 99 / version 2003[2] :

TABLE IV.4 – Valeurs de pénalités  $P_q$

critère q	$P_q$			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
condition minimale sur les files de contreventement	-	0.05	0	-
Redondances en plan	-	0.05	-	0.05
Régularité en plan	0	-	0	-
Régularité en élévation	0	-	-	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	-	0.05	0	-
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0.15		0.10	

$$Q_x = 1 + \sum P_q = 1.15 \quad Q_y = 1 + \sum P_q = 1.10$$

• **Le poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Où :

$\beta$  : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 RPA 99 / version 2003[2] notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés donc

$$\beta = 0.2.$$

• **Coefficient de comportement R :**

Il est en fonction du système de contreventement, on prendra :  $R = 3.5$  (Mixte portique /voile avec interaction). Il faut justifier cette valeur en fin de chapitre.



$$V = \begin{cases} V = \frac{0.20 \times 1.77 \times 1.15}{3.5} \cdot W & \rightarrow V_x = 0.116W \\ V = \frac{0.20 \times 1.59 \times 1.10}{3.5} \cdot W & \rightarrow V_x = 0.10W \end{cases}$$

**IV.3.3.2 Résultante des forces sismiques (méthode modale spectrale) :**

L'une des lères vérifications préconisées par le « RPA 99 / version 2003[2] » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V<sub>t</sub>" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "V<sub>t</sub>" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V<sub>t</sub> < 0.8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8 \cdot V}{V_t}$

**IV.3.3.3 Vérification des déplacements inter étage :**

On doit vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Où :  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_k^x &= R\delta_{ek}^x & \text{et} & & \delta_k^y &= R\delta_{ek}^y \\ \Delta_k^x &= \delta_k^x - \delta_{k-1}^x & \text{et} & & \Delta_k^y &= \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \end{aligned}$$

- Δ<sub>k</sub><sup>x</sup> : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y , Δ<sub>k</sub><sup>y</sup>).
- δ<sub>ek</sub><sup>x</sup> : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y , δ<sub>ek</sub><sup>y</sup>).

Si Les déplacements inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

#### IV.3.4 Résultats de l'analyse dynamique :

##### IV.3.4.1 Model initial :

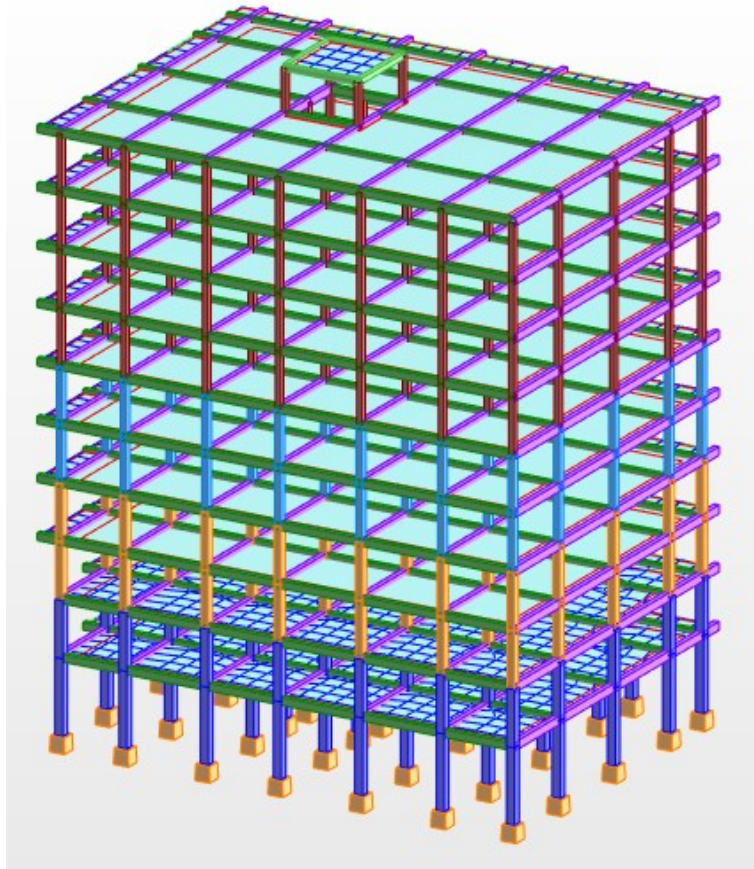


FIGURE IV.2 – Model initial.

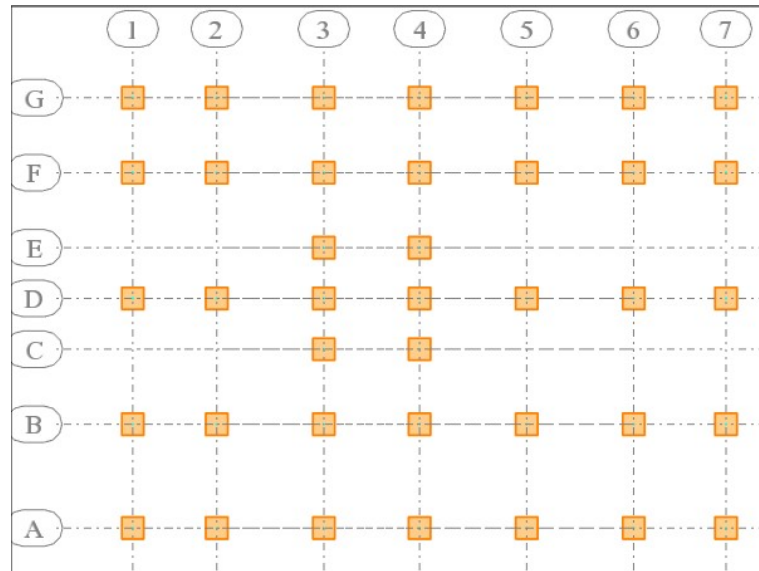


FIGURE IV.3 – Disposition des poteaux de modèle initial.

a) Résultats de l'analyse modale :

TABLE IV.5 – Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial.

Mode	Facteur de participation massique (%)				
	Période (s)	Ux (%)	Uy (%)	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
1	1.55	71.88	0.06	71.88	0.06
2	1.42	2.08	41.22	73.95	41.28
3	1.39	1.55	33.96	75.5	75.24
4	0.57	13.98	0.02	89.48	75.26
5	0.53	0.45	10.34	89.92	85.61
6	0.52	0.48	5.4	90.41	91
7	0.34	4.65	0	95.06	91.01
8	0.31	0.1	3.41	95.16	94.41
9	0.30	0.16	1.24	95.31	95.66
10	0.24	1.64	0.00	96.95	95.66

b) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1<sup>er</sup> Mode  $T_1 = 1.55$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6<sup>eme</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.

- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.

c) Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE IV.6 – Récapitulatif des calculs

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	Vt(KN)	r
X-X	0.2	1.77	1.15	3.5	46993.45	5451.24	4360.992	2935.09	1.49
Y-Y	0.2	1.59	1.1	3.5	46993.45	4699.345	3759.476	3127.95	1.22

**Remarque :**

D'après l'RPA 99 / version 2003[2]. On doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter étages de la structure par le coefficient  $r_x$  (ou  $r_y$ ) selon la direction

d) Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1.49 \quad ; \quad r_y = 1.22$$

TABLE IV.7 – Vérification des déplacements latéraux inter étage

Étage	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
				X	Y
1	3.234	2.405	4.08	vérifiée	vérifiée
2	2.819	1.902	3.06	vérifiée	vérifiée
3	3.496	2.248	3.06	non vérifiée	vérifiée
4	3.411	2.188	3.06	non vérifiée	vérifiée
5	3.816	2.566	3.06	non vérifiée	vérifiée
6	3.425	2.322	3.06	non vérifiée	vérifiée
7	4.005	2.887	3.06	non vérifiée	vérifiée
8	3.312	2.422	3.06	non vérifiée	vérifiée
9	2.473	1.843	3.06	vérifiée	vérifiée
10	1.498	1.152	3.06	vérifiée	vérifiée
11	0.045	0.363	2.50	vérifiée	vérifiée

Conclusion :

Les modes de vibrations ne sont pas vérifiés, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on doit ajouter des voiles :

- De manière symétrique.
- Rajouter des voiles dans la structure.
- Le plus éloigné possible du centre de rigidité

IV.3.4.2 Model N1 :

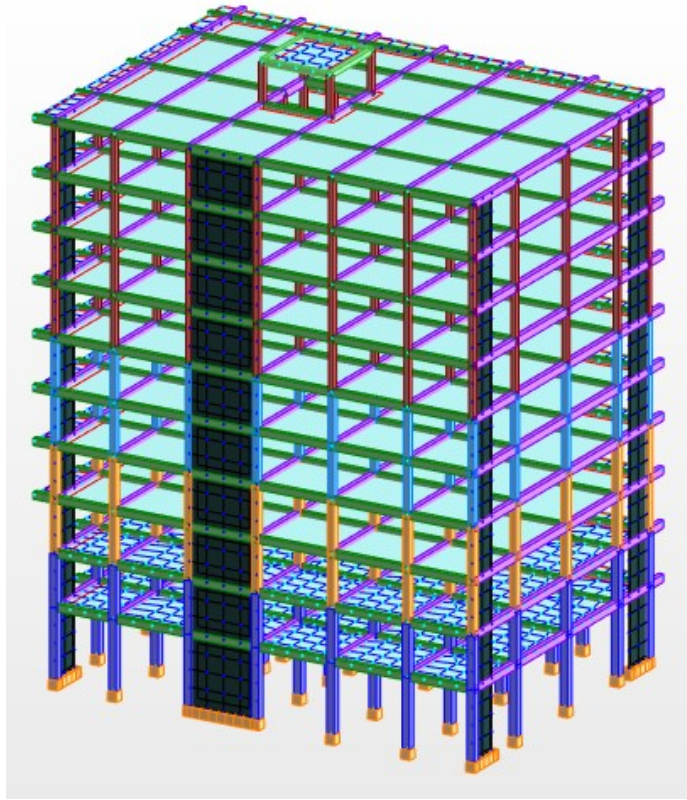


FIGURE IV.4 – Model N°1.

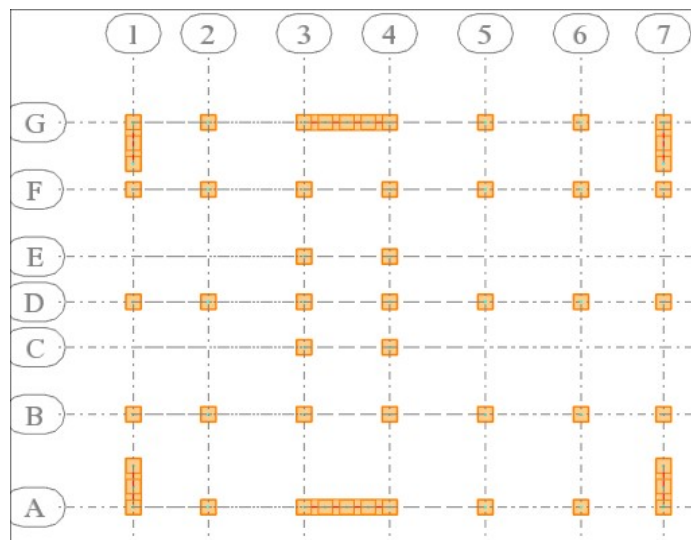


FIGURE IV.5 – Disposition des voiles de modèle N°1.

a) Résultats de l'analyse modale :

TABLE IV.8 – Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N°1.

Mode	Facteur de participation massique (%)				
	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>
2	1.17	0.01	70.09	0.01	70.09
1	1.06	66.78	0.02	66.79	70.11
3	0.90	0.91	0.15	67.70	70.26
4	0.37	0.00	17.41	67.70	87.67
5	0.28	18.61	0.00	86.32	87.68
6	0.24	0.68	0.04	87.00	87.71
7	0.19	0.00	6.33	87.00	94.04
8	0.15	1.00	0.00	88.00	94.04
9	0.14	0.00	0.31	88.00	94.35
10	0.13	6.27	0.00	94.26	94.35

b) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1<sup>er</sup> Mode  $T_1 = 1.17$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>eme</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe X.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

c) Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE IV.9 – Récapitulatif des calculs

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	Vt(KN)	r
X-X	0.2	1.77	1.15	3.5	49571.89	5769.177	4615.341	3520.17	1.41
Y-Y	0.2	1.59	1.1	3.5	49571.89	4954.356	3963.485	3248.25	1.22

d) Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1.41 \quad ; \quad r_y = 1.22$$

Conclusion :

TABLE IV.10 – Vérification des déplacements latéraux inter étage

Étage	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm) Y	Observation	
				X	Y
1	0.850	1.037	4.08	vérifiée	vérifiée
2	1.195	1.331	3.06	vérifiée	vérifiée
3	1.682	1.705	3.06	vérifiée	vérifiée
4	1.921	1.868	3.06	vérifiée	vérifiée
5	2.154	2.047	3.06	vérifiée	vérifiée
6	2.257	2.092	3.06	vérifiée	vérifiée
7	2.342	2.144	3.06	vérifiée	vérifiée
8	2.310	2.038	3.06	vérifiée	vérifiée
9	2.239	1.865	3.06	vérifiée	vérifiée
10	2.133	1.696	3.06	vérifiée	vérifiée
11	0.544	0.435	2.50	vérifiée	vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage suivant les deux directions x-x ; y-y sont vérifiées. Mais la période est élevée ce qui signifie que la structure est très souple, Donc il faut encore augmenter la rigidité.

IV.3.4.3 Model final :

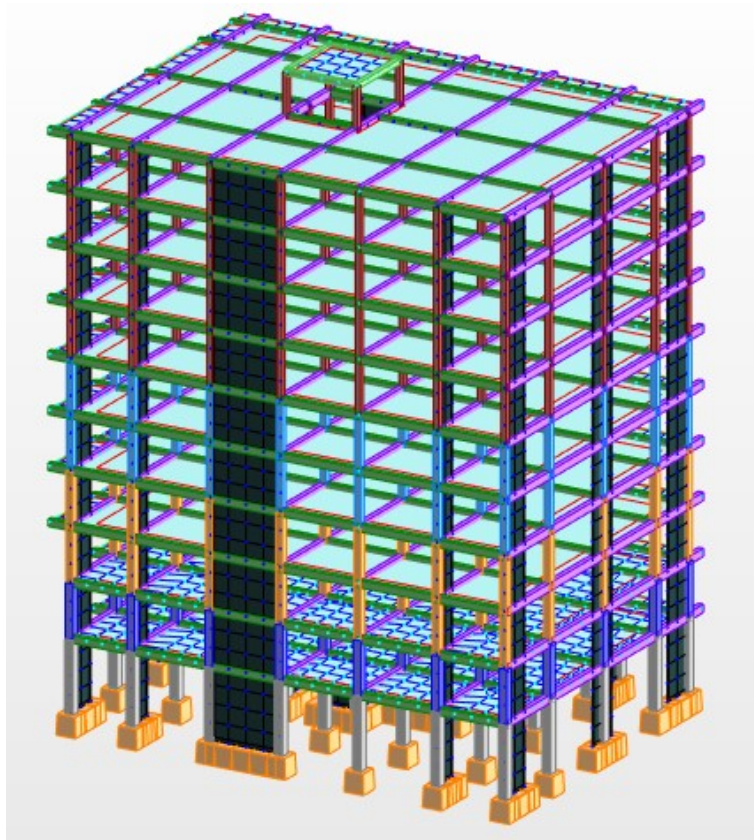


FIGURE IV.6 – Model final.

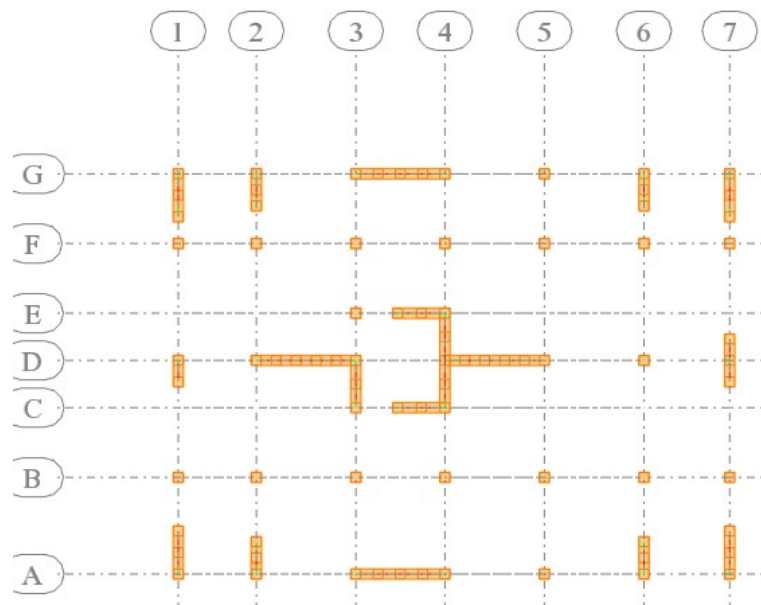


FIGURE IV.7 – Disposition des voiles de modèle final.



a) Résultats de l'analyse modale :

TABLE IV.11 – Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

Mode	Facteur de participation massique (%)				
	Période	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	Sum U <sub>x</sub>	Sum U <sub>y</sub>
1	0.84	2.20	38.42	2.20	38.42
2	0.79	0.28	28.31	2.49	66.74
3	0.66	64.57	0.61	67.06	67.35
4	0.23	0.50	7.11	67.56	74.46
5	0.21	0.00	12.13	67.56	86.58
6	0.17	18.43	0.19	85.99	86.77
7	0.14	1.34	0.03	87.34	86.80
8	0.14	0.17	0.71	87.51	87.51
9	0.10	0.16	2.02	87.67	89.53
10	0.10	0.00	4.32	87.67	93.85

b) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1<sup>er</sup> Mode  $T_1 = 0.84$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>eme</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe Y.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe X.

c) Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

TABLE IV.12 – Récapitulatif des calculs

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	Vt(KN)	r
X-X	0.2	1.77	1.15	3.5	57454.46	6682.774	5346.22	4969.19	1.10
Y-Y	0.2	1.59	1.1	3.5	57454.46	5742.163	4593.73	4283.84	1.10

d) Vérification des Déplacements inter étage :

$$r_x = 1.10 \quad ; \quad r_y = 1.10$$

Conclusion :

Les déplacements latéraux inter-étage et la force sismique a la base sont vérifiés

TABLE IV.13 – Vérification des déplacements latéraux inter étage

Étage	$\Delta x$ (cm)	$\Delta y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
				X	Y
1	0.343	0.388	4.08	vérifiée	vérifiée
2	0.493	0.566	3.06	vérifiée	vérifiée
3	0.645	0.710	3.06	vérifiée	vérifiée
4	0.777	0.859	3.06	vérifiée	vérifiée
5	0.869	0.955	3.06	vérifiée	vérifiée
6	0.920	1.007	3.06	vérifiée	vérifiée
7	0.949	1.038	3.06	vérifiée	vérifiée
8	0.944	1.026	3.06	vérifiée	vérifiée
9	0.921	0.991	3.06	vérifiée	vérifiée
10	0.882	0.944	3.06	vérifiée	vérifiée
11	0.578	2.411	2.50	vérifiée	vérifiée

## IV.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales :

### IV.4.1 Vérification effort normal réduit :

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

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

Avec :

- $N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière.
- $f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

TABLE IV.14 – Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Niveaux	Nu (kN)	Section (cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub>	ν	Obs	Section corrigée (cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub>	ν	Obs
P9	236.16	30 × 30	900	0.09	vérifiée	30 × 30	900	0.09	vérifiée
P8	439.96	30 × 30	900	0.16	vérifiée	30 × 30	900	0.16	vérifiée
P7	650.19	30 × 30	900	0.24	vérifiée	30 × 30	900	0.24	vérifiée
P6	865.13	30 × 30	900	0.32	non vérifiée	35 × 35	1225	0.24	vérifiée
P5	1083.38	35 × 35	1225	0.29	vérifiée	35 × 35	1225	0.29	vérifiée
P4	1311.28	35 × 35	1225	0.36	non vérifiée	40 × 40	1600	0.27	vérifiée
P3	1546.82	40 × 40	1600	0.32	non vérifiée	45 × 45	2025	0.25	vérifiée
P2	1787.49	40 × 40	1600	0.37	non vérifiée	45 × 45	2025	0.29	vérifiée
P1	2286.06	45 × 45	2025	0.38	non vérifiée	50 × 50	2500	0.30	vérifiée
RDC	2826.91	45 × 45	2025	0.47	non vérifiée	60 × 60	3600	0.26	vérifiée

## IV.5 Justification du choix du coefficient de comportement

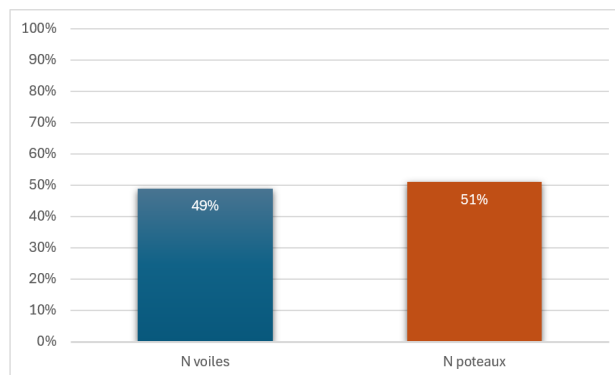
Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 2) ainsi définie par l'RPA 99 / version 2003[2], Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontal est reprise uniquement par les voiles

## IV.6 Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{tot} = 330510.66 \text{ kN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 169006.94 \text{ kN}$ .

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 49\% > 20\%$$



Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3.5) est **justifié**.

#### IV.7 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10 \quad \text{''RPA 99 / version 2003[2]''}$$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "**K**"

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "**K**"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau "**K**" par rapport à "**K - 1**"

$h_K$  : Hauteur de l'étage "**K**"

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

IV.7.0.1 Sans x :

TABLE IV.15 – Calcul de  $\theta_x$

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta_x$	Vérification
1	-56343.6	0.343	5466.11	4.08	0.0087	OK
2	-48012.5	0.493	5324.91	3.06	0.0145	OK
3	-40635.1	0.645	5038.86	3.06	0.0170	OK
4	-35485.2	0.777	4745.12	3.06	0.0190	OK
5	-30370.4	0.869	4377.57	3.06	0.0197	OK
6	-25330.3	0.92	3958.09	3.06	0.0192	OK
7	-20320.6	0.949	3480.12	3.06	0.0181	OK
8	-15375.6	0.944	2911.06	3.06	0.0163	OK
9	-10430.6	0.921	2192.49	3.06	0.0143	OK
10	-5485.58	0.882	1277.32	3.06	0.0124	OK
11	-223.89	0.578	92.04	2.5	0.0056	OK

IV.7.0.2 Sans y :

TABLE IV.16 – Calcul de  $\theta_y$

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta_y$	Vérification
1	-56343.6	0.388	4712.23	4.08	0.0114	OK
2	-48012.5	0.566	4524.01	3.06	0.0196	OK
3	-40635.1	0.71	4212.33	3.06	0.0224	OK
4	-35485.2	0.859	3954.92	3.06	0.0252	OK
5	-30370.4	0.955	3656.61	3.06	0.0259	OK
6	-25330.3	1.007	3303.41	3.06	0.0252	OK
7	-20320.6	1.038	2894.83	3.06	0.0238	OK
8	-15375.6	1.026	2439.22	3.06	0.0211	OK
9	-10430.6	0.991	1886.37	3.06	0.0179	OK
10	-5485.58	0.944	1138.12	3.06	0.0149	OK
11	-223.89	2.411	78.91	2.5	0.0274	OK

IV.7.0.3 Conclusion :

L'effet  $P - \Delta$  est négligé car  $\theta(x, y) \leq 0,1$  à tous les niveaux, donc ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrillés dans le chapitre 5.

## Chapitre V

# FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

## V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEL 91 modifié 99[3] » et « RPA 99 / version 2003[2] ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

## V.2 Ferrailage des poteaux :

### V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

TABLE V.1 – Contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$	$\sigma_{bc}$	$\gamma_s$	$f_e$	$\gamma_s$
Durable	1.5	30	17	1.15	500	434.78
Accidentelle	1.15		22.17	1		500

### V.2.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

- ELU 1,35G+1,5Q

- ELS G+Q

Situation accidentelle :

- ELU G+Q+E
- ELU 0,8G ±E

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : surcharges d'exploitations
- E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{compression}^{max}$ ,  $M^{correspondant}$ .
- $N_{Traction}^{max}$ ,  $M^{correspondant}$ .
- $M^{max}$ ,  $N^{correspondant}$ .
- $M^{min}$ ,  $N^{correspondant}$ .

### V.2.3 Recommandations du « BAEL 91 modifié 99[3] » :

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = Max \begin{cases} A_s = 4 \times U \text{ ( U : perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

B : Section brute du béton.

### V.2.4 Recommandations des « RPA 99 / version 2003[2] »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique IIB :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0.9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

- $A_s$  : La section d'acier.



- B : La section brute du béton.
- Le diamètre minimal est de  $\phi_l = 12 \text{ mm}$
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \phi_l$  (Zone III).
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

- $h_e$  : la hauteur d'étage.
- $b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau

### V.2.5 Méthode de calcul :

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par logiciel EXPERT BA <sup>1</sup>

#### V.2.5.1 Utilisation du logiciel EXPERT BA :

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferrailage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferrailage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

---

1. ROBOT EXPERT : logiciel de AoutoDesk

**V.2.6 Calcul du ferrailage :**

**V.2.6.1 7,8 et 9<sup>eme</sup> étage (30×30) :**

TABLE V.2 – Calcul du ferrailage des poteaux de 7,8 et 9<sup>eme</sup> étage

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	650.19	3.32	2.81
G+Q+EX	ACC	99.93	56.61	2.43
G+Q+EY	ACC	83.57	10.03	84.11
0.8G-EY	ACC	26.9	-7.88	-11.9

$$A_{s.cal} = 12.4 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.6

**V.2.6.2 5 et 6<sup>eme</sup> étage (35×35) :**

TABLE V.3 – Calcul du ferrailage des poteaux de 5 et 6<sup>eme</sup> étage

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	1083.38	3.2	0.92
G+Q+EX	ACC	188.06	80.93	13.34
G+Q+EY	ACC	256.41	10.39	115.69
0.8G-EY	ACC	30.08	-12.1	-74.35

$$A_{s.cal} = 11.2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.7

**V.2.6.3 4<sup>eme</sup> étage (40×40) :**

TABLE V.4 – Calcul du ferrailage des poteaux de 4<sup>eme</sup> étage

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	1311.28	3.23	3.7
G+Q+EX	ACC	223.85	86.89	19.96
G+Q+EY	ACC	379.85	8.87	130.19
0.8G-EY	ACC	10.41	-18.98	-102.8

$$A_{s.cal} = 12.2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.8

**V.2.6.4 2 et 3<sup>eme</sup> étage (45×45) :**

TABLE V.5 – Calcul du ferrailage des poteaux de 2 et 3<sup>eme</sup> étage

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	1787.49	4.22	10.37
G+Q+EX	ACC	256.69	88.68	24.16
G+Q+EY	ACC	449.58	7.34	139.46
0.8G-EY	ACC	-35.14	-17.31	-96.83

$$A_{s.cal} = 10.6 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.9

**V.2.6.5 1<sup>er</sup> étage (50×50) :**

TABLE V.6 – Calcul du ferrailage des poteaux de 1<sup>er</sup> étage

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	2286.06	5.12	14.88
G+Q+EX	ACC	346.2	90.42	11.79
G+Q+EY	ACC	597.69	31.94	158.36
0.8G-EY	ACC	-41.35	-14.52	-111.31

$$A_{s.cal} = 10.8 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.10

**V.2.6.6 RDC (60×60) :**

TABLE V.7 – Calcul du ferrailage des poteaux de RDC

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	2826.91	26.15	1.16
G+Q+EX	ACC	2171.22	-98.84	-9.89
G+Q+EY	ACC	783.57	-38.5	-164.2
0.8G-EY	ACC	-32.67	-10.59	-84.38

$$A_{s.cal} = 9.6 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.11

**V.2.6.7 S/Sol (65×65) :**

TABLE V.8 – Calcul du ferrailage des poteaux de S/Soul

	Combinaison	N(KN)	MY(KN.m)	MZ(KN.m)
1.35G+1.5Q	ELU	3371.55	30.02	0.93
G+Q-EX	ACC	1691.23	71.2	62.77
G+Q-EY	ACC	2304.54	42.11	93.47
0.8G-EY	ACC	30.24	18.88	23.82

$$A_{s.cal} = 10.4 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** (Note de calcul) voir l'annexe VII.12

TABLE V.9 – Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau ( $b \times h$ ) cm	As min BAEL ( $\text{cm}^2$ )		As min RPA ( $\text{cm}^2$ )	As max	
	$4 \times U$	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
Ssol (65x65)	10.4	8.45	38.025	126.75	253.5
RDC (60x60)	9.6	7.2	32.4	108	216
1 (50x50)	8	5	22.5	75	150
2 à 3 (45x45)	7.2	4.05	18.225	60.75	121.5
4 (40x40)	6.4	3.2	14.4	48	96
5 à 6 (35x35)	5.6	2.45	11.025	36.75	73.5
7 à 9(30x30)	4.8	1.8	8.1	27	54

**V.2.7 Choix des armatures :**

TABLE V.10 – Choix d’armatures verticales des poteaux

	section théorique	As min RPA (cm <sup>2</sup> )		
Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	As th (cm <sup>2</sup> )	0,9%B	choix	As total
Ssol (65x65)	10.4	38.025	20 * HA 16	40.21
RDC (60x60)	9.6	32.4	20 * HA 16	40.21
1 (50x50)	10.8	22.5	12 * HA 16	24.13
2 à 3 (45x45)	10.6	18.225	12 * HA 14	18.47
4 (40x40)	12.2	14.4	4 * HA 14 + 8 * HA 12	15.21
5 à 6 (35x35)	11.2	11.025	12 * HA 12	13.57
7 à 9(30x30)	12.4	8.1	12 * HA 12	13.57

**V.2.8 Vérification vis-à-vis de l’état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l’état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Avec :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} (2/3f_e ; \text{Max} \{0, 5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \xi$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$  .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

TABLE V.11 – Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Efforts (kN, m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
	N max	M Corr						
Ssol (65x65)	N max	2435.67	SEC	92.42	6.16	250	18	OK
	M Corr	21.46						
RDC (60x60)	N max	2045.19	SEC	91.71	6.11	250	18	OK
	M Corr	18.69						
1 (50x50)	N max	1657.42	SEC	105.55	7.04	250	18	OK
	M Corr	10.6						
2 à 3 (45x45)	N max	1300.55	SEC	102.36	6.82	250	18	OK
	M Corr	7.42						
4 (40x40)	N max	954.25	SEC	92.50	6.17	250	18	OK
	M Corr	2.7						
5 à 6 (35x35)	N max	788.59	SEC	100.58	6.71	250	18	OK
	M Corr	2.31						
7 à 9 (30x30)	N max	473.83	SEC	85.37	5.69	250	18	OK
	M Corr	2.4						

TABLE V.12 – Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Efforts (kN, m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
	N corr	M max						
Ssol (65x65)	N corr	1670.3	SEC	75.18	5.01	250	18	OK
	M max	57.27						
RDC (60x60)	N corr	1411.54	SEC	80.38	5.36	250	18	OK
	M max	62.1						
1 <sup>er</sup> (50x50)	N corr	1122.88	SEC	104.91	6.99	250	18	OK
	M max	65.17						
2 à 3 <sup>eme</sup> (45x45)	N corr	852.47	SEC	99.72	6.65	250	18	OK
	M max	45.04						
4 <sup>eme</sup> (40x40)	N corr	621.93	SEC	109.09	7.27	250	18	OK
	M max	45.14						
5 à 6 <sup>eme</sup> (35x35)	N corr	507.99	SEC	124.07	8.27	250	18	OK
	M max	35.57						
7 à 9 <sup>eme</sup> (30x30)	N corr	302.21	SEC	128.08	8.54	250	18	OK
	M max	29.14						

**NB** : les valeurs des contraintes sont en MPa.

**V.2.9 Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA 99 / version 2003[2] art.7.7.2) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.0 \text{ MPa}$$

Avec :

- $T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- $b$  : Largeur de la section du poteau.
- $d$  : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99[3] » :
  - ◆  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  : Fissuration peu nuisible.
  - ◆  $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  : Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.
- Selon le « RPA 99 / version 2003[2] » :
  - ◆  $\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$
  - ◆  $\rho_d = 0.075$  si l'élanement  $\lambda_g \geq 5$
  - ◆  $\rho_d = 0.040$  si l'élanement  $\lambda_g < 5$

Avec :

- ◆  $\lambda_g$  : L'élanement du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- ◆  $L_f$  : Longueur de flambement.
- ◆  $a$  : Coté du poteau dans le sens de calcul.

TABLE V.13 – Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u^{\text{RPA}}$	$\tau_u^{\text{BAEL}}$	Observation
Ssol (65x65)	29.31	0.08	3.3	0.04	1.2	3	OK
RDC (60x60)	28.5	0.09	4.76	0.04	1.2	3	OK
1 <sup>er</sup> (50x50)	39.76	0.18	4.28	0.04	1.2	3	OK
2 et 3 <sup>eme</sup> (45x45)	31.79	0.17	4.76	0.04	1.2	3	OK
4 <sup>eme</sup> (40x40)	29.15	0.20	5.36	0.075	2.25	3	OK
5 et 6 <sup>eme</sup> (35x35)	24.02	0.22	6.12	0.075	2.25	3	OK
7 à 9 <sup>eme</sup> (30x30)	20.43	0.25	7.14	0.075	2.25	3	OK

**V.2.10 Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \frac{h}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $b$  : Largeur de la section droite.
- $h$  : Hauteur de la section droite.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.
- $\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

- $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$
- $\lambda_g$  : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10$  ..... Zone nodale (zone IIB).
- $S_t \leq \text{Min}(b/2; h/2; 10\phi_l)$  ..... Zone courante (zone IIB).

Le pourcentage d'armatures transversales minimal  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  est donné par :

- 0,3% si l'élancement  $\lambda_g \geq 5$



- 0,8% si l'élanement  $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%

TABLE V.14 – Espacement des cadres des poteaux.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Ferrailage Longitudinal	$\phi_l(mm)$	St (cm)	
			Z. N	Z.C
Ssol (65x65)	20HA16	16	10	15
RDC (60x60)	20HA16	16	10	15
1 <sup>er</sup> (50x50)	12HA16	16	10	15
2 et 3 <sup>eme</sup> (45x45)	12HA14	14	10	15
4 <sup>eme</sup> (40x40)	4HA14 + 8HA12	14; 12	10	15
5 et 6 <sup>eme</sup> (35x35)	12HA12	12	10	15
7 à 9 <sup>eme</sup> (30x30)	12HA12	12	10	15

TABLE V.15 – Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Zone	St (cm)	Tu max (kN)	$\lambda_g$	At cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	At adp (cm <sup>2</sup> )
S/Sol (65x65)	Z.N	10	29.31	3.3	0.34	6T8	3.02
	Z.C	15			0.51		
RDC (60x60)	Z.N	10	28.5	4.76	0.33	6T8	3.02
	Z.C	15			0.49		
1 <sup>er</sup> (50x50)	Z.N	10	39.76	4.28	0.46	4T8	2.01
	Z.C	15			0.69		
2 et 3 <sup>eme</sup> (45x45)	Z.N	10	31.79	4.76	0.37	4T8	2.01
	Z.C	15			0.55		
4 <sup>eme</sup> (40x40)	Z.N	10	29.15	5.36	0.22	4T8	2.01
	Z.C	15			0.34		
5 et 6 <sup>eme</sup> (35x35)	Z.N	10	24.02	6.12	0.18	4T8	2.01
	Z.C	15			0.28		
7 à 9 <sup>eme</sup> (30x30)	Z.N	10	20.43	7.14	0.16	4T8	2.01
	Z.C	15			0.24		

### V.2.11 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \times \phi_l$  (zone IIB)

- **T12** :  $L_r = 60 \text{ cm}$
- **T14** :  $L_r = 70 \text{ cm}$
- **T16** :  $L_r = 80 \text{ cm}$
- **T20** :  $L_r = 100 \text{ cm}$

### V.2.12 Ferrailage des poteaux du sous-sol :

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en statique car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0.9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- $B_r$  : Section réduite du poteau :  $[B_r = (a - 2)(b - 2)] \text{ cm}^2$
- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.
- $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \cdot \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- $B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).
- $N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement  $L_f = 0.7 \times l_0$ .

### V.2.13 Calcul du ferrailage :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{65 \times 65^3}{12 \times 65 \times 65}} = 18.76 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{201.6}{15.88} = 11.42 \quad \Rightarrow \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \left( \frac{11.42}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$B_r = (65 - 2)(65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 1670.30 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \left( \frac{1670.30 \times 10^3}{0.70} - \frac{3969 \times 10^2}{0.9} \cdot \frac{30}{1.5} \right) \frac{1.15}{500} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min}^{RPA} = 0.9\%B$$

$$A_s = A_{s.min}^{RPA} = 38.025 \text{ cm}^2$$

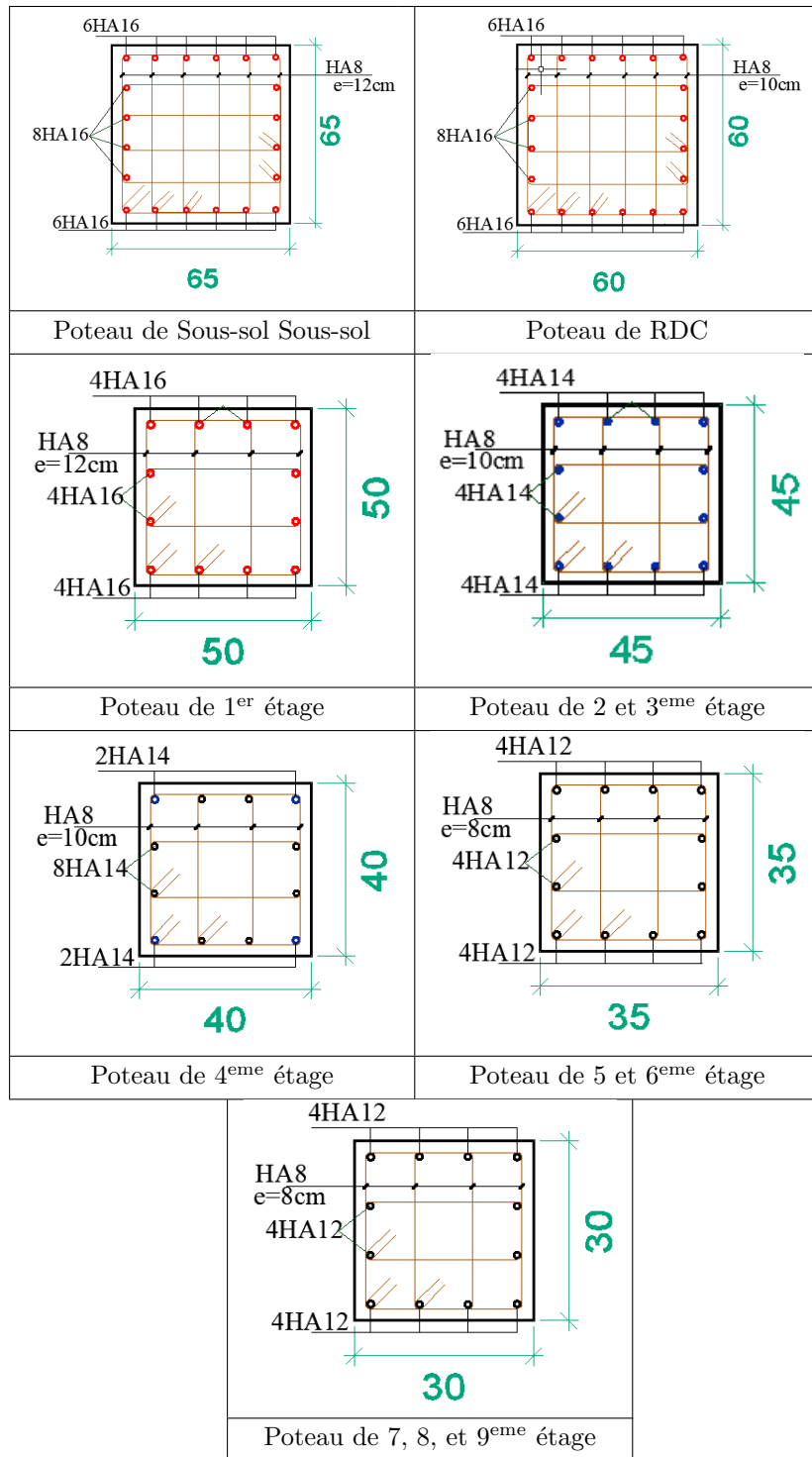
On prend un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 20T16.

TABLE V.16 – Vérifications des contraintes des poteaux du sous-sol

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	observation
40.21	2435	86.45	5.76	250	18	OK

#### V.2.14 Ferrailage transversal :

On garde le même ferrailage que celui des poteaux du RDC.



### V.3 Ferrailage des poutres :

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

#### V.3.2 Les combinaisons d'actions :

Mêmes combinaisons que celles énoncées en V.2.2

#### V.3.3 Recommandations des règlements :

- 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 des poteaux est de :
  - ◆ 4 % en zone courante.
  - ◆ 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone IIB.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$  .
- La quantité d'armatures transversales "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

- $b$  : largeur de la poutre.
- $S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} s_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) & \text{Z.N} \\ s_t \leq \frac{h}{4} & \text{Z.C} \end{cases}$$

- $h$  : Hauteur de la poutre.
- $\phi$  : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

#### V.3.4 Calcul du ferrailage :

La structure ne comporte deux type du poutre :

- Poutre principale 30 x 45.
- Poutre secondaire 30 x 40.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

- As : Section d'armatures tendus.
- As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts calculés par (Robot analyse structural) ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par (EXPERT BA<sup>2</sup>) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

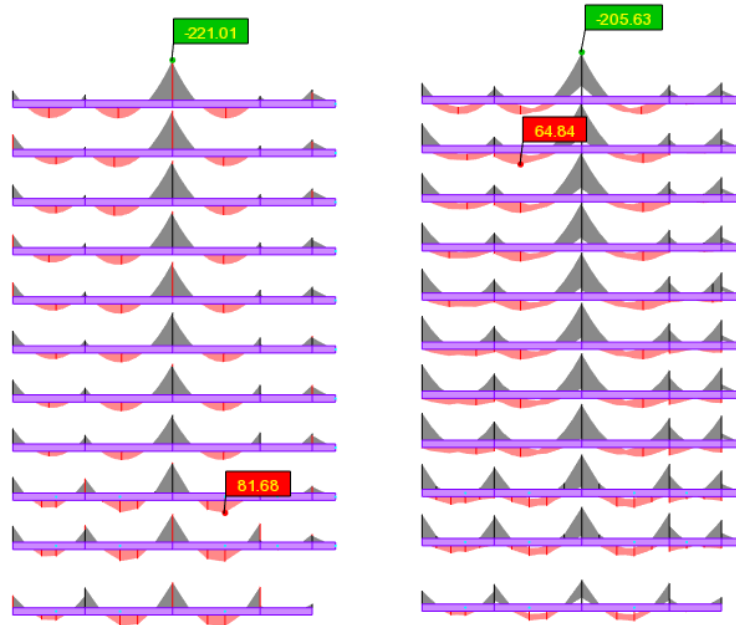


FIGURE V.1 – Les moments maximales des poutres principales aux ELU et ELA

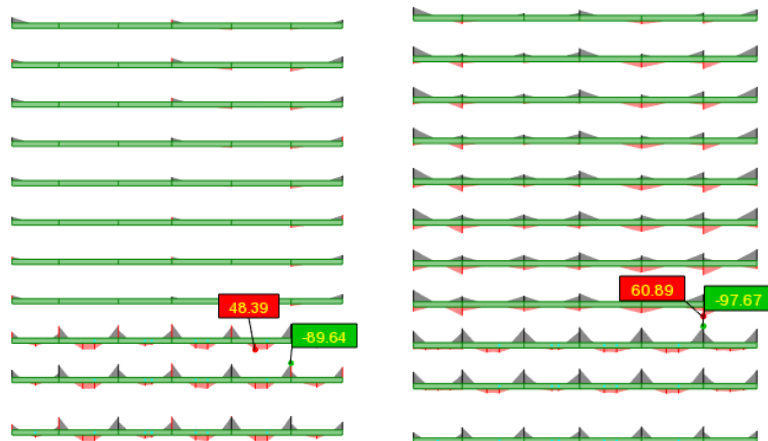


FIGURE V.2 – Les moments maximales des poutres secondaires aux ELU et ELA

TABLE V.17 – Ferrailage des poutres principales et secondair.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Situation	M max (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30 × 45	Appui	SDT	221.01	0	14.6	1.3	54	81
		SA	205.63					
	Travée	SDT	81.68	4.8	0			
		SA	64.84					
30 × 40	Appui	SDT	89.64	0	6.2	1.2	48	72
		SA	97.67					
	Travée	SDT	48.39	3.5	0			
		SA	60.89					

TABLE V.18 – Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )
30 × 45	Appui	3T20 + 3T16	15.46
	Travée	3T16	6.03
30 × 40	Appui	3T14 + 2T14	7.70
	Travée	3T14	4.62

### V.3.5 Vérifications :

#### V.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{s.min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondair})$$

En travée :  $A_{travée} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{mins} = 1.19 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_{appui} = 14,33 \text{ cm}^2 > A_{mins} = 1.19 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

$$A_s \geq A_{s.min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

En travée :  $A_{travée} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{mins} = 1.19 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_{appui} = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{mins} = 1.19 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

#### V.3.5.2 Espacement :

- **Poutre secondaire :**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1.4}{2} = 8.9 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8.9 \text{ cm} > \text{Max}(\phi ; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(1.4 \text{ cm} ; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$   
 Vérifiée.

En Appui :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1.4}{2} = 8.9 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8.9 \text{ cm} > \text{Max}(\phi ; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(1.4 \text{ cm} ; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$   
 Vérifiée.

● **Poutre principale :**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 1.6}{2} = 8.6 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8.6 \text{ cm} > \text{Max}(\phi ; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(1.6 \text{ cm} ; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$   
 Vérifiée.

En Appui :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 4 - 3 \times 2}{2} = 8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max}(\phi ; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm} ; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$   
 Vérifiée.

**V.3.5.3 Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.0 \text{ MPa}$$

● **Poutre secondaire**

$$T_u = 70.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0.65 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

● **Poutre principale**

$$T_u = 173.12 \text{ KN}$$



$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 1.42 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Selon le RPA[2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) \quad \text{Z.N} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \quad \text{Z.C} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL[3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{c28} \times K}{0.8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

TABLE V.19 – Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.

Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	$\tau_u$ (Mpa)	St (cm)		At (cm <sup>2</sup> )	Choix
			Z. N	Z.C		
30 × 45	173.12	1.42	10	10	0.9	4T8
30 × 40	70.22	0.65	10	10	0.9	4T8

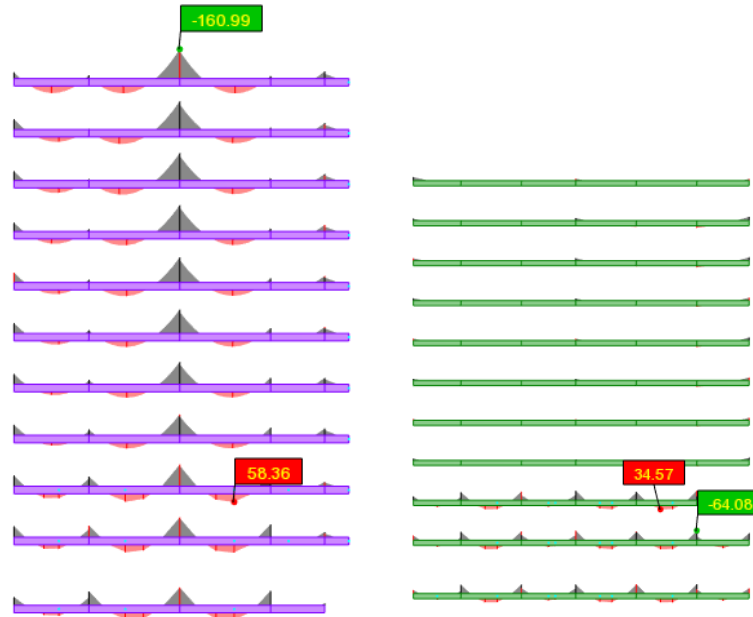


FIGURE V.3 – Les moments maximaux des poutres principales et secondaires à l'ELS

#### V.3.5.4 Contraintes à l'E.L.S :

TABLE V.20 – Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M_{ser}$ (kN)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
30x45	Appui	160.99	250	238.50	15.90	18	OK
	Travée	58.36		86.46	5.70		OK
30x40	Appui	64.08	250	94.93	6.32	18	OK
	Travée	34.57		54.19	3.61		OK

#### V.3.5.5 Flèche :

Flèche totale :

Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{l}{1000} \quad \text{si } L \geq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{si } L < 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{464}{500} = 0.928 \text{ cm}$$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre «  $y_G$  » :

$$y_G = \frac{h}{2}$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} \quad \text{Pourcentage des armatures}$$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

TABLE V.21 – Calcul de la flèche.

	$M_{ser} (kNm)$	$A_s (cm^2)$	$y (cm)$	$\delta$	$\sigma_s$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I (cm^4)$	$I_{fi} (cm^4)$	$I_{fv} (cm^4)$
PP 30×45	58.36	6.03	22.5	0.005	236.05	4.8	1.92	0.410	227812.5	84431.86	122217.22
PS 30×40	34.57	4.62	20	0.004	207.85	6	2.4	0.360	160000	55696.20	127468.95

### V.3.5.6 Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34180 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.8 \text{ MPa}$$

### V.3.5.7 Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

**V.3.5.8 Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

TABLE V.22 – Vérification de la flèche

Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Vérification
PP	PP (30×45)	58.36	6.03	34179.56	11496.76	6.007	12.337	6.330	10.45	OK
PS	PS (30×40)	34.57	4.62	34179.56	11496.76	3.90	5.079	1.169	9.28	OK

**V.3.6 Arrêt des barres :**

**Armatures inférieures tendues :**

$$X \leq \frac{L}{10}$$

pour  $L = \max(\text{Droite}; \text{Gauche})$ .

**Armatures tendues supérieures :**

$$X \geq \begin{cases} \frac{L_{\max}}{4} & \text{pour appuis de travée de rive,} \\ \frac{L_{\max}}{5} & \text{pour appuis de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

**Poutre secondaire**

**Armatures inférieures tendues :**

$$L_{\text{droite}} = 4.64 \text{ m} \quad L_{\text{gauche}} = 4.64 \text{ m} \quad \text{donc} \quad X \leq 0.464 \text{ m}$$

**Armatures supérieures tendues :**

$$X \geq 1.16 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 0.92 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

**Poutre principale**

**Armatures inférieures tendues :**

$$L_{\text{droite}} = 5.45 \text{ m} \quad L_{\text{gauche}} = 5.45 \text{ m} \quad \text{donc} \quad X \leq 0.545 \text{ m}$$

**Armatures supérieures tendues :**

$$X \geq 1.36 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 1.09 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

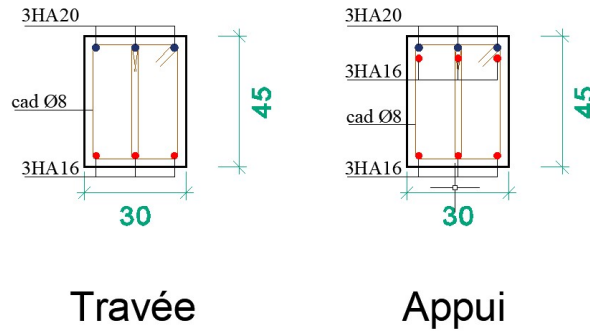


FIGURE V.4 – Schémas de ferrailage des Poutres principales.

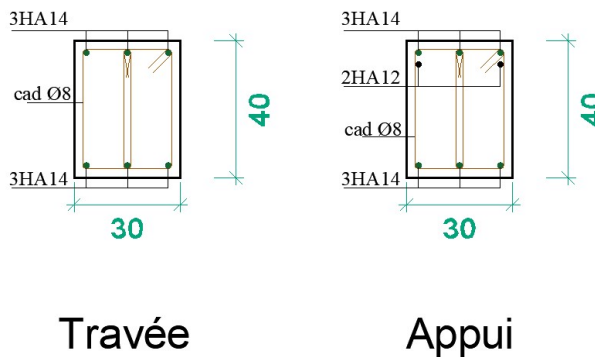


FIGURE V.5 – Schémas de ferrailage des Poutres secondaires.

**V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :**

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 / version 2003[2]. Sous l’action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d’exploitation et de la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### V.4.1 Voiles pleins :

##### V.4.1.1 Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 / version 2003[2] :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- À chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

##### V.4.1.2 Armature horizontale :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

##### V.4.1.3 Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99 / version 2003[2] préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - ◆ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%.
  - ◆ En zone courante égale à 0,10%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - ◆  $S \leq 1,5e$  (e : épaisseur du voile).
  - ◆  $S \leq 30$  cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ◆  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ◆  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

où  $V_u$  est l'effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.2 Combinaison de charge :

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003[2]), les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

#### V.4.3 Ferrailage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{MV}{I}$$

Où :

- $N$  : Effort normal appliqué.
- $M$  : Moment fléchissant appliqué.
- $V$  : Volume des contraintes.
- $\Omega$  : Section transversale du voile.
- $Y_{max}$  : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- $(X_g, Y_g)$  : Coordonnées du centre de gravité de la section transversale.
- $I$  : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1. Premier cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA[2] ( $A_{min} = 0,15\% \times e \times L$ ).

2. Deuxième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée).

On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{L}{2} \times e$ .

D'où la section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$ . On compare  $A_v$  avec la section minimale.

Si  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times A$ , on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_v > A_{min} = 0,20\% \times A$ , on ferraille avec  $A_v$ .

3. Troisième cas :  $(\sigma_1, \sigma_2)$  sont de signes différents

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue  $F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times L_t \times e$ .

D'où la section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$ .

On compare  $A_v$  avec la section minimale.

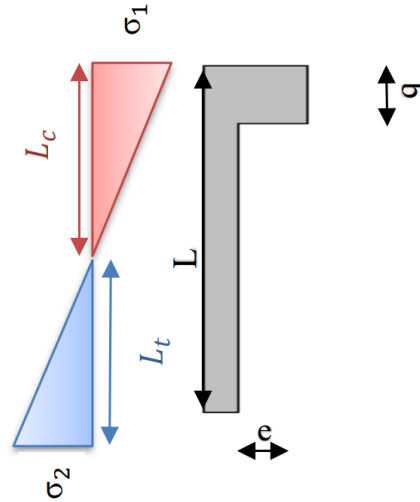
Si  $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times e \times L_t$ , on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_v > A_{min} = 0,20\% \times e \times L_t$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### V.4.3.1 Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V3 ( $L = 2.2$  m,  $e = 0.20$  m,  $b = 60$  cm) du RDC.





Détermination des sollicitations (situation accidentelle) :

$$M = 911.16 \text{ KN.m} \cdot \text{m}$$

$$N = 1477.48 \text{ KN}$$

Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.20 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$\Omega = L \times e = 2.20 \times 0.2 = 0.44 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \times Y_{g1}}{\Omega_1} = \frac{0.44 \times 1.10}{0.44} = 1.10 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 1.10 \text{ m}$$

$$I = \left( \frac{e \times L^3}{12} \right)$$

$$I = 0.17747 \text{ m}^4$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times Y_g}{I} = \frac{1477.48}{0.44} + \frac{911.16 \times 1.10}{0.17747} \times 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = -2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times Y_g}{I} = \frac{1477.48}{0.44} - \frac{911.16 \times 1.10}{0.17747} \times 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 9.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée. On calcule la longueur de la zone de traction :

**Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.2 \left( \frac{9.01}{2.29 + 9.01} \right) = 1.75 \text{ m}$$

**La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 9.01 \times 1.75 \times 10^3 \times 0.20 \times 10^3 = 1576750 \text{ N} = 1576.750 \text{ KN}$$

**Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mm}^2, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{1576.75 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 31.62 \text{ cm}^2$$

**Armature minimale du RPA 99 / version 2003[2] :**

- Dans la zone tendue :

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 20 \times 175 = 7 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante :

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 20 \times 220 = 4.4 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal sur toute la section du voile :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 6.60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sv} = \max(A_{vt}; A_{RPA}) = \text{Max}(31.59 ; 6.10)$$

$$A_{sv} = 31.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{31.59 \times 2.2}{1.75}$$

$$A_s = 39.71 \text{ cm}^2$$

**Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{257.34 \times 10^3}{500} = 514.68 \text{ mm}^2 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 5.15 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 \cdot e; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 30$  cm dans la zone courante.

$S_a = \frac{S_t}{2} = 15$  cm Dans la zone d'about.

**Choix de barres verticales :** 6HA16 + 18HA14

**Choix de barres de couture :** 36HA10

Aire d'armature verticale adoptée = 39.77 cm<sup>2</sup>

Aire d'armature de couture adoptée = 28.27 cm<sup>2</sup>

• Vérification de la contrainte admissible :  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 2.29 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 30}{1,15} = 22,17 \text{ MPa}$$

**V.4.3.2 Ferrailage vertical des voiles (RDC et 1<sup>er</sup> étage) :**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical

TABLE V.23 – Résultats détaillés du ferrailage vertical de RDC et 1<sup>er</sup> étage

Voile	V1	V2	V3	V4	V5
P (kN)	-195.42	35.95	1477.48	-1284.81	1551.26
M (kN.m)	456.17	964.83	911.16	4763.01	5450.03
L (m)	1.5	2	2.2	4.15	4.64
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.3	0.4	0.44	0.83	0.93
I (m <sup>4</sup> )	0.06	0.13	0.18	1.19	1.66
Yg (m)	0.75	1	1.1	2.075	2.32
$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-6.73	-7.15	-2.29	-9.84	-5.92
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.43	7.33	9.01	6.75	9.27
Lt (m)	0.67	1.01	1.75	1.69	2.83
As (cm <sup>2</sup> )	7.27	14.83	31.59	22.78	52.46
As total (cm <sup>2</sup> )	16.28	29.30	39.62	56.01	85.99
Nbr de barre	2 x 11	2 x 11	2 x 12	2 x 26	2 x 29
V (KN)	101.64	194.6	257.34	698.22	998.69
Avj (cm <sup>2</sup> )	2.24	4.28	5.66	15.36	21.97

### Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

TABLE V.24 – Choix du ferrailage vertical des voiles de (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x 11HA 12	2 x 11 HA 10	15	7.5
V2	2 x 11HA 14	2 x 11 HA 10	20	10
V3	2 x 3HA 16 + 2 x 9 HA 14	2 x 12 HA 10	20	10
V4	2 x 12HA 14 + 2 x 14HA 12	2 x 26 HA 10	20	10
V5	2 x 29HA 14	2 x 29 HA 10	20	10

### Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

TABLE V.25 – Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

Voiles	$\sigma$	$\sigma$	$A_{total}$	$A_{min}$	condition
V1	6.73	22.17	24.88	4.5	Vérifiée
V2	7.15	22.17	33.87	6	Vérifiée
V3	2.29	22.17	39.77	6.6	Vérifiée
V4	9.84	22.17	68.61	12.45	Vérifiée
V5	5.92	22.17	89.28	13.92	Vérifiée

**V.4.3.3 Ferrailage vertical des voiles (2 et 3<sup>eme</sup> étage) :**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical

 TABLE V.26 – Résultats détaillés du ferrailage vertical de 2 et 3<sup>eme</sup> étage

Voile	V1	V2	V3	V4	V5
P (kN)	-446.05	-330.33	719.57	-1116.57	1330.12
M (kN.m)	239.99	522.26	619.54	3025.21	3889.53
L (m)	1.5	2	2.2	4.15	4.64
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.3	0.4	0.44	0.83	0.93
I (m <sup>4</sup> )	0.06	0.13	0.18	1.19	1.66
Yg (m)	0.75	1	1.1	2.075	2.32
$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-4.69	-4.74	-2.20	-6.61	-3.99
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.71	3.09	5.48	3.92	6.85
Lt (m)	0.40	0.79	1.57	1.55	2.93
As (cm <sup>2</sup> )	1.38	4.88	17.18	12.13	40.21
As total (cm <sup>2</sup> )	5.16	12.37	24.10	32.58	63.60
Nbr de barre	2 x 11	2 x 11	2 x 12	2 x 26	2 x 29
V (KN)	72.48	126.19	251.16	614.63	1251.89
Avj (cm <sup>2</sup> )	1.59	2.78	5.53	13.52	27.54

**Choix final des armatures verticaux des voiles (2 et 3<sup>eme</sup> étage)**

 TABLE V.27 – Choix du ferrailage vertical des voiles de 2 et 3<sup>eme</sup> étage

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x 11HA 12	2 x 11 HA 10	15	7.5
V2	2 x 11HA 12	2 x 11 HA 10	20	10
V3	2 x 12HA 12	2 x 12 HA 10	20	10
V4	2 x 26HA 12	2 x 26 HA 10	20	10
V5	2 x 29HA 12	2 x 29 HA 10	20	10

**Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage**

TABLE V.28 – Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (2 et 3<sup>ème</sup> étage)

Voiles	$\sigma$	$\sigma$	$A_{total}$	$A_{min}$	condition
V1	4.69	22.17	24.88	4.5	Vérifiée
V2	4.74	22.17	24.88	6	Vérifiée
V3	2.2	22.17	27.14	6.6	Vérifiée
V4	6.61	22.17	58.81	12.45	Vérifiée
V5	3.99	22.17	65.60	13.92	Vérifiée

#### V.4.3.4 Ferrailage vertical des voiles (4, 5, et 6<sup>ème</sup> étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical

 TABLE V.29 – Résultats détaillés du ferrailage vertical de 4, 5, et 6<sup>ème</sup> étage

Voile	V1	V2	V3	V4	V5
P (kN)	-301.68	-188.99	288.56	-902.26	733.41
M (kN.m)	166.64	371.99	497.76	1705.19	2324.62
L (m)	1.5	2	2.2	4.15	4.64
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.3	0.4	0.44	0.83	0.93
I (m <sup>4</sup> )	0.06	0.13	0.18	1.19	1.66
Yg (m)	0.75	1	1.1	2.075	2.32
$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-3.23	-3.26	-2.43	-4.06	-2.45
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.22	2.32	3.74	1.88	4.03
Lt (m)	0.41	0.83	1.33	1.32	2.89
As (cm <sup>2</sup> )	1	3.85	9.98	4.96	23.26
As total (cm <sup>2</sup> )	3.65	9.27	16.46	15.65	37.40
Nbr de barre	2 x 11	2 x 11	2 x 12	2 x 26	2 x 29
V (KN)	60.01	113.15	233.84	420.33	1109.58
Avj (cm <sup>2</sup> )	1.32	2.49	5.14	9.25	24.41

#### Choix final des armatures verticaux des voiles (4, 5, et 6<sup>ème</sup> étage)

 TABLE V.30 – Choix du ferrailage vertical des voiles de (4, 5, et 6<sup>ème</sup> étage)

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x 11HA 12	2 x 11 HA 10	15	7.5
V2	2 x 11HA 12	2 x 11 HA 10	20	10
V3	2 x 12HA 12	2 x 12 HA 10	20	10
V4	2 x 26HA 12	2 x 26 HA 10	20	10
V5	2 x 29HA 12	2 x 29 HA 10	20	10

### Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

 TABLE V.31 – Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (4, 5, et 6<sup>ème</sup> étage)

Voiles	$\sigma$	$\sigma$	$A_{total}$	$A_{min}$	condition
V1	3.23	22.17	24.88	4.5	Vérifiée
V2	3.26	22.17	24.88	6	Vérifiée
V3	2.43	22.17	27.14	6.6	Vérifiée
V4	4.06	22.17	58.81	12.45	Vérifiée
V5	2.45	22.17	65.60	13.92	Vérifiée

#### V.4.3.5 Ferrailage vertical des voiles (7, 8, et 9<sup>ème</sup> étage) :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical

 TABLE V.32 – Résultats détaillés du ferrailage vertical de 7, 8, et 9<sup>ème</sup> étage

Voile	V1	V2	V3	V4	V5
P (kN)	-120.98	-47.02	-14.18	-508.89	-37.96
M (kN.m)	50.47	124.86	273.24	539.87	636.33
L (m)	1.5	2	2.2	4.15	4.64
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	0.3	0.4	0.44	0.83	0.93
I (m <sup>4</sup> )	0.06	0.13	0.18	1.19	1.66
Yg (m)	0.75	1	1.1	2.075	2.32
$\sigma_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1.08	-1.05	-1.73	-1.55	-0.93
$\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.27	0.82	1.66	0.33	0.85
Lt (m)	0.30	0.87	1.08	0.72	2.21
As (cm <sup>2</sup> )	0.16	1.43	3.59	0.47	3.74
As total (cm <sup>2</sup> )	0.80	3.27	7.32	2.70	7.84
Nbr de barre	2 x 11	2 x 11	2 x 12	2 x 26	2 x 29
V (KN)	36.31	81.22	173.61	190.06	693.13
Avj (cm <sup>2</sup> )	0.80	1.79	3.82	4.18	15.25

#### Choix final des armatures verticaux des voiles (7, 8, et 9<sup>ème</sup> étage)

TABLE V.33 – Choix du ferrailage vertical des voiles de (7, 8, et 9<sup>eme</sup> étage)

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1	2 x 9HA 12	2 x 9 HA 10	20	10
V2	2 x9HA 12	2 x 9 HA 10	30	15
V3	3 x9HA 12	3 x 9 HA 10	30	15
V4	2 x16HA 12	2 x 16 HA 10	30	15
V5	2 x 18HA 12	2 x 18 HA 10	30	15

### Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

TABLE V.34 – Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles (7, 8, et 9<sup>eme</sup> étage)

Voiles	$\sigma$	$\sigma$	$A_{total}$	$A_{min}$	condition
<b>V1</b>	4.69	22.17	20.36	4.5	Vérifiée
<b>V2</b>	4.74	22.17	20.36	6	Vérifiée
<b>V3</b>	2.2	22.17	20.36	6.6	Vérifiée
<b>V4</b>	6.61	22.17	36.19	12.45	Vérifiée
<b>V5</b>	3.99	22.17	40.72	13.92	Vérifiée

#### V.4.4 Ferrailage horizontal :

Vérification des voiles à l'Effort tranchant : La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e \cdot d}$$

$T$  : Effort tranchant à la base du voile.

$e$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile.  $d = 0,9L$

D'après l'article (RPA 99 / version 2003[2]), la contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant : D'après l'article (A.5.1.2.3 de CBA 93), la section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k)}{0,9f_e}$$

- $k = 0$  : Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non muni d'indentations la surface de reprise.



- $k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec  $N$ , effort de compression.
- $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec  $N$ , effort de traction.

$\sigma_{cm}, \sigma_{tm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton. D'autre part, le RPA 99 / version 2003[2] prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour  $\tau_u \leq 0,025f_{c28}$  :  $A_{t.min} \geq 0,0015b_0s_t$
- Pour  $\tau_u > 0,025f_{c28}$  :  $A_{t.min} \geq 0,0025b_0s_t$

#### V.4.5 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V3 ( $L = 2.20$  m ,  $e = 0.20$  m) du RDC :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e \cdot d} = 1,4 \frac{257.34 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 2200)} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée

- Dans le cas  $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$  : En flexion composée avec  $N$ , effort de traction, Donc :

$$k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = 1 - \frac{10 \times 1477.48}{30 \times 1000} = 0.5$$

D'après l'article l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5e; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 20$  cm

$$A_t \geq \frac{(0.91 - 0.3 \times 2.4 \times 0.5) \times 200 \times 200}{0.9 \times 500}$$

$$A_t \geq 0.48 \text{ cm}^2$$

o Armatures transversales minimales ( $A_{t.min}$ ) :

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa}$$

Donc :  $A_{t.min} \geq 0,0025b_0s_t$   $A_{t.min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(1; 0.48) \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2$$

o Choix des barres : 2HA10

Pour les résultats des ferrailrages horizontaux (effet de l'effort tranchant), on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

TABLE V.35 – résultats détaillés du ferraillage horizontale des voiles

Voiles	$L$ (m)	$T$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$S_t$ (m)	$K$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{t.min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
V1	1.5	101.64	0.53	6	OK	0.2	0.98	-0.16	1	2HA10
V2	2	194.6	0.76		OK	0.2	0.99	0.04	1	2HA10
V3	2.2	257.34	0.91		OK	0.2	0.51	0.48	1	2HA10
V4	4.15	698.22	1.31		OK	0.2	0.87	0.61	1	2HA10
V5	4.64	998.69	1.67		OK	0.2	0.48	1.18	1	2HA10

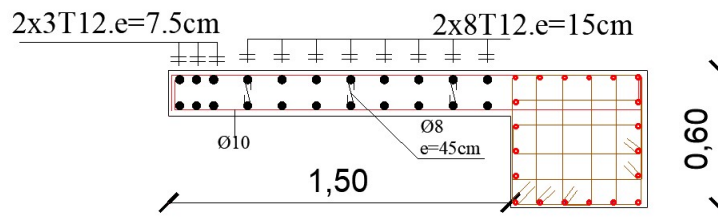


FIGURE V.6 – Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 1.50 m)

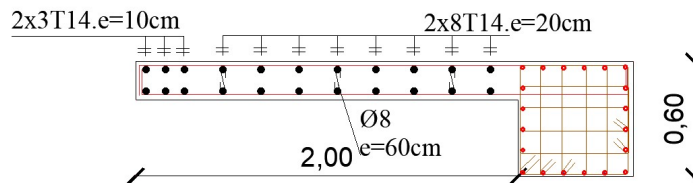


FIGURE V.7 – Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2.00 m)

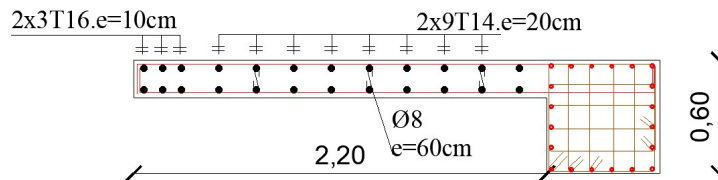


FIGURE V.8 – Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 2.20 m)

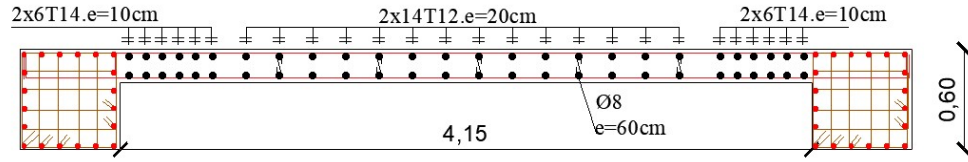


FIGURE V.9 – Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 4.15 m)

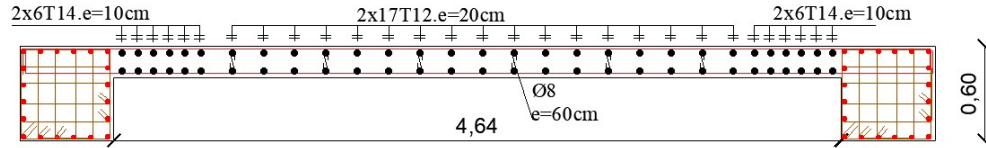


FIGURE V.10 – Exemple de ferrailage du voile RDC (L= 4.64 m)

## Chapitre VI

# ETUDE DES FONDATIONS

## VI.1 Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

## VI.2 Caractéristiques du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma}_s = 2.00 \text{ bars}$$

## VI.3 Choix du type des fondation :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

### VI.3.1 Semelles isolées :

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité des deux structures afin d'assurer la validité de la semelle isolée :

$$\sigma_{ser} = \frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égal à :

$$N_{ser} = 2435.67 \text{ kN}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{2435.67}{200} \implies S = 12.18 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3.48 \text{ m}$$

Arrondi :

$$A = 3,50 \text{ m}$$

Il faut aussi vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que  $L_{min}$  est l'entraxe minimum entre deux poteaux.

Dans notre cas :

$$L_{min} = 3.25 \text{ m} < 1.5 \times 3.50 = 5.25 \text{ m}$$

Cette condition n'est pas vérifiée.

**Remarque :**

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour notre cas d'étude, donc on passe alors au choix des semelles filantes.

**VI.3.2 Semelles filantes :**

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_s = \frac{N_s}{S}$  Tel que :

- $N_s = \sum N_{si}$
- $N_{si}$  : efforts de chaque poteau a L'ELS
- $S = B \times L$

Avec :

- ◆  $S$  : surface de chaque semelle
- ◆  $B$  : Largeur de la semelle filante continue.
- ◆  $L$  : Longueur du fil considérée.

Les résultats obtenus pour la structure sont résumés dans le tableau qui suit :

TABLE VI.1 – Section des semelles filantes continue dans un seul sens (Y-Y).

Semelle	N ELS (KN)	sig (KPa)	B cal (m)	B SF (m)	L (m)	L SF (m)	S (m <sup>2</sup> )	
<b>A</b>	6918.72	200	1.85	1.90	18.65	19.70	37.43	
<b>B</b>	9357.86	200	2.51	2.60	18.65	19.70	51.22	
<b>C</b>	7700.43	200	2.06	2.10	18.65	19.70	41.37	
<b>D</b>	10904.33	200	2.92	3.00	18.65	19.70	59.1	
<b>E</b>	9687.86	200	2.60	2.70	18.65	19.70	53.19	
<b>F</b>	7860.22	200	2.11	2.20	18.65	19.70	43.34	
<b>G</b>	9269.61	200	2.49	2.50	18.65	19.70	49.25	
							$\sum S_{sf}(\text{m}^2)$	334.9
							$S_{Bat}$	479.4915
							$S_{sf}/S_{Bat}$	70%

TABLE VI.2 – Section des semelles filantes continue dans un seul sens (X-X).

Semelle	N ELS (KN)	sig (KPa)	B cal (m)	B SF (m)	L (m)	L SF (m)	S (m <sup>2</sup> )	
A	14227.52	200	3.81	3.90	25.71	26.70	104.13	
B	10035.62	200	2.69	2.70	25.71	26.70	72.09	
C	14551.09	200	3.90	3.90	25.71	26.70	104.13	
D	11220.49	200	3.01	3.10	25.71	26.70	82.77	
E	10494.4	200	2.81	2.90	25.71	26.70	77.43	
							$\sum S(m^2)$	440.55
							$S_{Bat}$	479.49
							$S_{sf}/S_{Bat}$	92%

**VI.3.2.1 Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

**Remarques :**

Concernant notre structure, la surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d’emprise de la structure donc on passe alors au choix de radier comme type de fondation.

**VI.4 Radier générale :**

**VI.4.1 Introduction :**

Le radier sera renforcé par des nervures reliant les poteaux et sera conçu comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre supports continus (nervures), soumis à une pression uniforme représentant la pression maximale exercée par le sol sous le poids du bâtiment. La charge normale supportée par le radier est la somme des charges normales de tous les poteaux et murs.

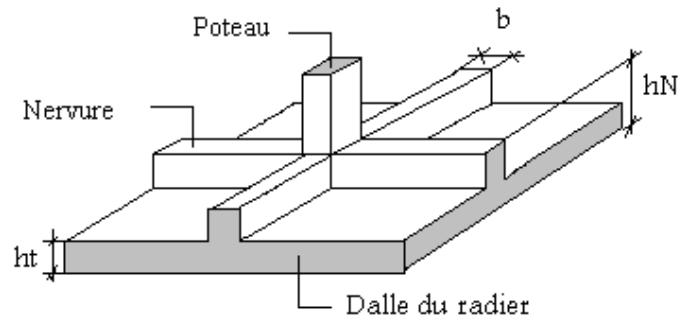


FIGURE VI.1 – Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

#### VI.4.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que :  $\sigma_{max} < \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nes}} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad S_{nes} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 77203.54 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{nes} = 386.01 \text{ m}^2 < s_b = 479.50 \text{ m}^2$$

$S_b$  : La surface du bâtiment .

Pour des raisons pratique (coffrage) le Radier va deborder de 50 cm de chaque coté .

Donc la surface totale du radier est de  $524.85 \text{ m}^2$

#### VI.4.3 Pré dimensionnement de radier :

##### VI.4.3.1 Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

**Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$



Avec :

$L_{max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5.45 \Rightarrow h_1 \geq 27.25 \text{ cm}$$

Alors :

On prend :  $h=40$  cm. pour l'épaisseur de la dalle

**VI.4.3.2 Nervure :**

**1. La hauteur de nervure**

(a) Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$h_{N1} \geq \frac{L_{max}}{10}$$

On a  $L_{max} = 5.45 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_{N1} \geq 54.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{N1} = 60 \text{ cm}$$

(b) Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec :

$L_e$  : longueur élastique (m)

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen)

- $K = 0.5 \text{ kg/cm}^3$  ..... pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ kg/cm}^3$  ..... pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ kg/cm}^3$  ..... pour un très bon sol.

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.42 \cdot 10^4 \text{ MPa}$

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b = 1 \text{ m}$ )

$I$  : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$   
 $L$  : distance maximale entre deux poteaux : 5.45 m

$$\text{Donc : } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.42 \times 10^4} \left( \frac{2 \times 5.45}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0.80 \text{ m}$$

On prend  $h_{N2} = 100 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :  $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2}) = \max(0.60 ; 1.0) \text{ m}$

On prend  $h_N = 1.0 \text{ m}$

## 2. Largeur de la nervure

(a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 65 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x; y-y)

**Conclusion :**

- $h_N = 100 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$  dans le sens (x-x)
- $b = 65 \text{ cm}$  dans le sens (y-y)

**Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$  dans les deux sens

### VI.4.4 Les vérifications nécessaires :

#### VI.4.4.1 Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après CBA93 on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 3371.55 \text{ kN}$ )
- $\mu_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- $a, b$  : Dimensions du poteau du sous sol ( $65 \times 65 \text{ cm}^2$ ).
- $Q_u$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.
- $h$  : hauteur de radier.
- $\mu_c = 2[(a + b) + 2h] = 2[(65 + 65) + 2 \times 100] = 660 \text{ cm}$

$$Q_u = 0.045 \times 6600 \times 1000 \times \frac{30}{1.5} \times 10^{-3} = 5940 \text{ KN}$$

$$N_u = 3371.55 \text{ KN} < Q_u = 5940 \text{ KN} \quad \dots \quad \text{la condition est vérifiée}$$

#### VI.4.4.2 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon RPA 99 / version 2003[2] doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

- **Suivant (x-x)**

$$e_x = \frac{146913}{77203.54} = 1.90 \text{ m} < \frac{18.65}{4} = 4.66 \text{ m} \quad \dots \quad \text{vérifiée}$$

- **Suivant (y-y)**

$$e_y = \frac{123866.8}{77203.54} = 1.60 \text{ m} < \frac{25.71}{4} = 6.43 \text{ m} \quad \dots \quad \text{vérifiée}$$

#### VI.4.4.3 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.0 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{fussuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{ m}$  (une bande de  $1 \text{ m}$  et de  $5.35 \text{ m}$  de longueur)

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{116407.68}{524.85} \times \frac{5.45}{2} \times 1 = 604.38 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u \text{ superstructure}} + N_{u \text{ radier} + \text{nervure}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{604.38 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 1000} = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.0 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

#### VI.4.5 Caractéristiques géométriques du radier :

##### VI.4.5.1 Position du centre de gravité :

- $x_G = 13.36 \text{ m}$
- $y_G = 9.83 \text{ m}$

##### VI.4.5.2 Moments d'inertie :

- $I_{x-x} = 16888 \text{ m}^4$
- $I_{y-y} = 31203.48 \text{ m}^4$

#### VI.4.6 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2.0 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

##### • ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{77203.54}{524.85} = 147.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 147.10 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

##### • ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{y-y}} \cdot x_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{x-x}} \cdot y_G$$

On vérifie que :

- ◆  $\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$

- ◆  $\sigma_2$  : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.
- ◆  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1.33\sigma_{sol}$
- ◆  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 116407.68 \text{ kN}$
- ◆  $M$  est le moment de renversement.
- ◆  $M_x = 36720.94 \text{ KN.m.}$
- ◆  $M_y = 31481.98 \text{ KN.m.}$
- ◆  $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

TABLE VI.3 – Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_m \text{ KN/m}^2$
sens x-x	243.17	200.42	232.48
sens y-y	235.27	208.31	228.53
Vérification	OK	OK	OK

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (x-x ; y-y). Donc pas de risque de soulèvement

TABLE VI.4 – Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_m \text{ KN/m}^2$
sens x-x	168.47	125.72	157.78
sens y-y	160.58	133.62	153.48
Vérification	OK	OK	OK

#### VI.4.6.1 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**

$$\sigma_u = \sigma_m = 232.48 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma_m = 157.78 \text{ KN/m}^2$$

#### VI.4.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VI.4.7.1 Ferrailage de la dalle du radier :**

1. Détermination des efforts :

- Si  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \cdot qL_x^2 \quad \dots \quad \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \dots \quad \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

◆ **Panneau de rive :**

❖ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

❖ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \text{ (appui de rive).}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \text{ (appui intermédiaire).}$$

◆ **Panneau de intermédiaire :**

❖ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x$$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

❖ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$  La dalle travaille dans un seul sens.

◆ Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

◆ Moment sur appuis :  $M_a = 0.5M_0$  Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1 m = 232.48KN/m$$

- **ELS :**

$$q_s = \sigma_m^{ser} \cdot 1 m = 157.78KN/m$$

3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU ( $\nu = 0$ ) :

On a le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 = 0.4 < \frac{4.64}{5.45} = 0.85 < 1.0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLE VI.5 – Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	$L_x$	$L_y$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$	$M_x$	$M_{tx}$	$M_y$	$M_{ty}$	$M_a$
	4.64	5.45	0.85	0.0509	0.685	232.48	254.76	191.07	174.51	130.88	127.38

4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $\nu = 0, 2$ ) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLE VI.6 – Calcul des moments à l'ELS.

Panneau le plus sollicité	$L_x$	$L_y$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$	$M_x$	$M_{tx}$	$M_y$	$M_{ty}$	$M_a$
	4.64	5.45	0.85	0.0579	0.778	157.78	196.68	147.51	153.02	114.77	98.34

5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

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

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

TABLE VI.7 – Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	sens	$M_u$ KN.m	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	191.07	0.087	0.114	34.36	12.78	10T14	15.39	10
	y-y	130.88	0.060	0.077	34.89	8.62	7T14	10.78	15
Appui	x-x	127.38	0.058	0.075	34.92	8.39	7T14	10.78	15
	y-y	127.38	0.058	0.075	34.92	8.39	7T14	10.78	15

**Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens (x-x) :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

Sens (y-y) :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

6. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2 < 10.78 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

**Remarque :**

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

TABLE VI.8 – Vérification des contraintes

	sens	$M_{ser}$	$A_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	147.51	15.39	5.53	18	82.95	250	ok
	y-y	114.77	10.78	4.30	18	64.5	250	ok
Appui	x-x	98.34	10.78	2.95	18	44.25	250	ok
	y-y	98.34	10.78	2.95	18	44.25	250	ok

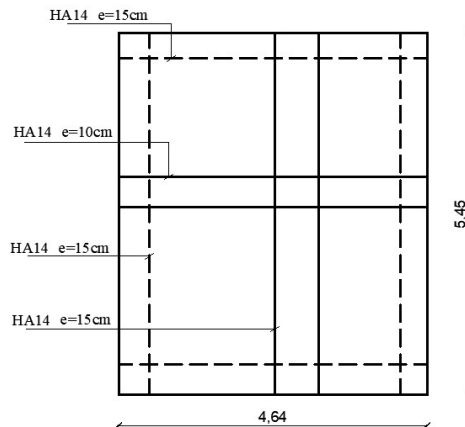


FIGURE VI.2 – Ferrailage de Radier.



**VI.4.7.2 Ferrailage des nervures :**

## 1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL 91 modifié 99[3]). On

$$a : M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{En appui : } M_t = 0.5M_0$$

## 2. Calcul des armatures :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

## • Sens x-x :

$$L = 4.64 \text{ m}$$

$$p = 232.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 625.65 \text{ KNm}$$

TABLE VI.9 – Ferrailage des nervures suivant x-x

	$M_u$	$\mu$	$\alpha$	$Z$ cm	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	531.88	0.059	0.076	87.26	14.01	4T16 + 2T20	14.33
Appui	312.83	0.035	0.045	88.38	8.14	6T14	9.24

## • Sens y-y :

$$L = 5.45 \text{ m}$$

$$p = 232.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 863.15 \text{ KNm}$$

TABLE VI.10 – Ferrailage des nervures suivant y-y

	$M_u$	$\mu$	$\alpha$	$Z$ cm	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	733.67	0.082	0.107	86.15	19.58	6T20 + 2T16	22.87
Appui	431.57	0.048	0.062	87.77	11.30	6T16	12.06

## 3. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_t^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.17 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \quad \dots \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

TABLE VI.11 – Vérification des contraintes

	sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	360.93	14.33	3.33	18	49.95	250	ok
	y-y	497.94	22.87	4.60	18	69	250	ok
Appui	x-x	212.31	9.24	1.96	18	29.40	250	ok
	y-y	292.91	12.06	2.70	18	40.50	250	ok

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{232.48 \times 5.45}{2} = 633.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{633.51 \times 10^3}{650 \times 900} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \dots \quad \text{vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

◆ **BAEL 91 modifié 99[3] :**  $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e}$  ( $K = 1$  pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.54 \text{ MPa}$$

- ◆ **RPA 99 / version 2003[2]**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = 24 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{max} = 6.67 \text{ mm}$$

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

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

TABLE VI.12 – Espacement des armatures transversales

	section	Zone	$S_t$ RPA99	$S_t$ BAEL91	$S_t$ choisit
Sens x-x	65 × 100	Courante	50	40	20
		Nodale	24		15
Sens y-y	65 × 100	Courante	50	40	20
		Nodale	24		15

TABLE VI.13 – Choix des armatures transversales

	section	Zone	$S_t$ cm	$\phi_t$	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Sens x-x	65 × 100	Courante	20	10	3.90	4.71	6T10
		Nodale	15		2.93	4.71	6T10
Sens y-y	65 × 100	Courante	20	10	3.90	4.71	6T10
		Nodale	15		2.93	4.71	6T10

• **Justification des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \text{Min} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.40 \text{ MPa}$$

- Zone courante : 1.81 MPa > 0.40 MPa    ...    vérifiée

- Zone nodale : 2.42 MPa > 0.40 MPa    ...    vérifiée

**VI.4.7.3 Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a  $3 \text{ cm}^2/m$  pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/m \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend :  $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

### Sens x-x

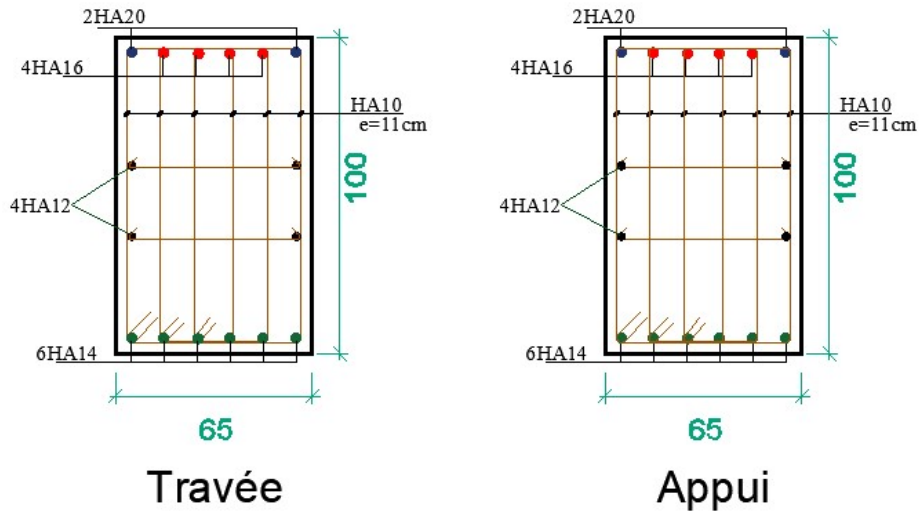


FIGURE VI.3 – Ferrailage de la Nervure suivant x-x.

### Sens y-y

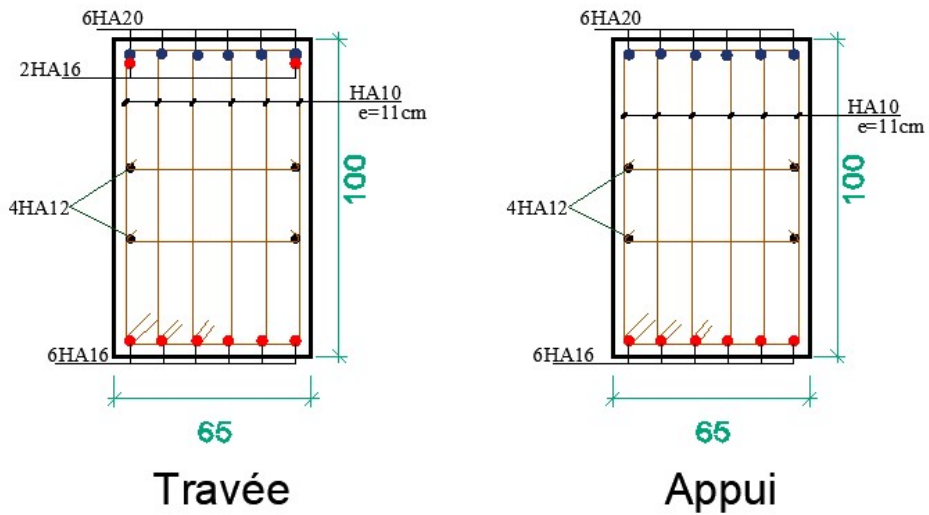


FIGURE VI.4 – Ferrailage de la Nervure suivant y-y.

## VI.5 Etude du voile périphérique :

### VI.5.1 Introduction

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs. Selon le , le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale des voiles est :  $e \geq 15 \text{ cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

### VI.5.2 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m} ; L_y = 5.45 - 0.65 = 4.80 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = K_p \cdot \gamma_d \cdot \frac{L_x^2}{2}$$

Avec :

- $P_1$  : Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- $K_p$  : Coefficient de poussée  $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$
- $\gamma_b$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$ ).
- $H$  : Hauteur du voile ( $H = 2.61 \text{ m}$ )
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai  $\phi = 20$ .
- $K_p = 0.49$

Donc :

$$P_i = 30.04 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad P_u = 40.56 \text{ KN/ml}$$

**VI.5.3 Effort dans la Dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.54 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0908 \quad ; \quad \mu_y = 0.2500$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 25.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 6.27 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_x = 21.32 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0.85M_y = 5.33 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 12.54 \text{ KN.m}$$

**VI.5.4 Calcul du Ferrailage :**

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 18 \text{ cm}$
- $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

TABLE VI.14 – Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp
Travée	x-x	21.32	2.77	2	5T10	3.93	20
	y-y	5.33	0.68		4T10	3.14	25
Appui	x-x	12.54	1.62		4T10	3.14	25
	y-y	12.54	1.62		4T10	3.14	25

- **Condition de non fragilité :**

$$A_t^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA 99 / version 2003[2]**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

**VI.5.5 Vérifications nécessaires :**

**1. Vérification de l'Effort Tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 50.71 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{P_u \cdot L_x}{3} = 35.29 \text{ KN}$$

$$T_U^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 50.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**2. Vérification à l'ELS :**

- Evaluation des sollicitations à l'ELS :
  - ◆  $Q_{ser} = 30.01 \text{ KM/m}$
  - ◆  $\mu_x = 0.0923$  ;  $\mu_y = 0.4254$
  - ◆  $M_x = \mu_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 = 25.94 \text{ KN.m}$
  - ◆  $M_y = \mu_y \cdot M_x = 11.03 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :
  - ◆  $M_{tx} = 0.85 \cdot M_x = 22.05 \text{ KN.m}$
  - ◆  $M_{ty} = 0.85 \cdot M_y = 9.38 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis :
  - ◆  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \cdot M_x = 12.97 \text{ KN.m}$

**3. Vérification des contraintes :**

TABLE VI.15 – Vérification des contraintes à l'ELS.

	sens	$M_{ser}$	$A_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	22.05	3.93	3.31	18	49.65	250	Oui
	y-y	9.38	3.14	1.41		21.15		Oui
Appui	x-x	12.97	3.14	1.95		29.25		Oui
	y-y	12.97	3.14	1.95		29.25		Oui

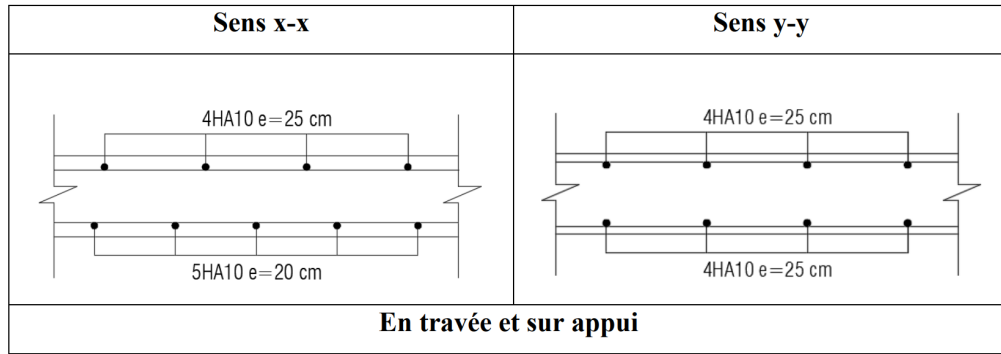


FIGURE VI.5 – Schéma de ferrailage du voile périphérique.



# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (ROBOT STRUCTUREL 2018, EXPERT BA 2010 ), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique. Cela nous a permis d'aboutir certaines conclusions qui sont :

- **Dans chapitre I** : nous avons présenté l'ouvrage et les matériaux utiliser.
- **Dans chapitre II** : nous avons calculé le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires.
- **Chapitre III** : nous avons pré dimensionner les éléments secondaires et calculer le ferrailage nécessaire pour chaque élément.
- **Chapitre IV** : notre projet étudié est un bâtiment implanté en zone IIb de forte sismicité de hauteur 32.22m, donc d'après le RPA99 (modifiée 2003) Art3.4. A.1.a, il est impératif d'introduire des voiles de contreventement. En tenant compte de justification de coefficient de comportement, nous avons introduit des voiles porteurs avec d'une manière à rentrer dans les exigences du RPA99 (modifié2003), et en s'appuyant sur le logiciel ROBOT V18.
- **Chapitre V** : nous avons calculer le ferrailage des éléments principale (poutre, poteaux, voile) avec toutes les vérifications exigées par les règlements.
- **Chapitre VI** : finalement dans ce chapitre nous avons calculer le ferrailage des éléments infrastructure (radier, nervures, voiles périphériques) avec toutes les vérifications exigées par les règlements.

# Bibliographie

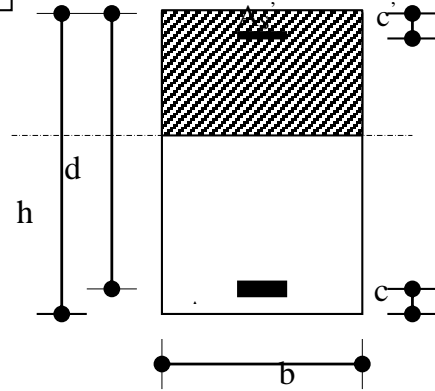
- [1] CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE C.G.S. *Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2)*. 1988.
- [2] CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE. *RPA99 / VERSION 2003 (DTR - B.C.2.48), Regles parasismiques Algeriennes*. 2003.
- [3] *Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) , Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. 2000.

# Chapitre VII

## Annexe

**ORGANIGRAMME -I-**  
**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**Cas générale**  
 $\gamma_b=1,5$   
 $\gamma_s=1,15$   
**cas accidentelle**  
 $\gamma_b=1,15$   
 $\gamma_s=1$



LES DONNEE  
Caractéristique du béton et l'acier

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

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui       Non  
 $\mu < \mu_R$

Oui

$$1,25 \cdot [ 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)} ]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui       Non  
 $\mu \leq$

Oui

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non

$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \cdot \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

Non

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

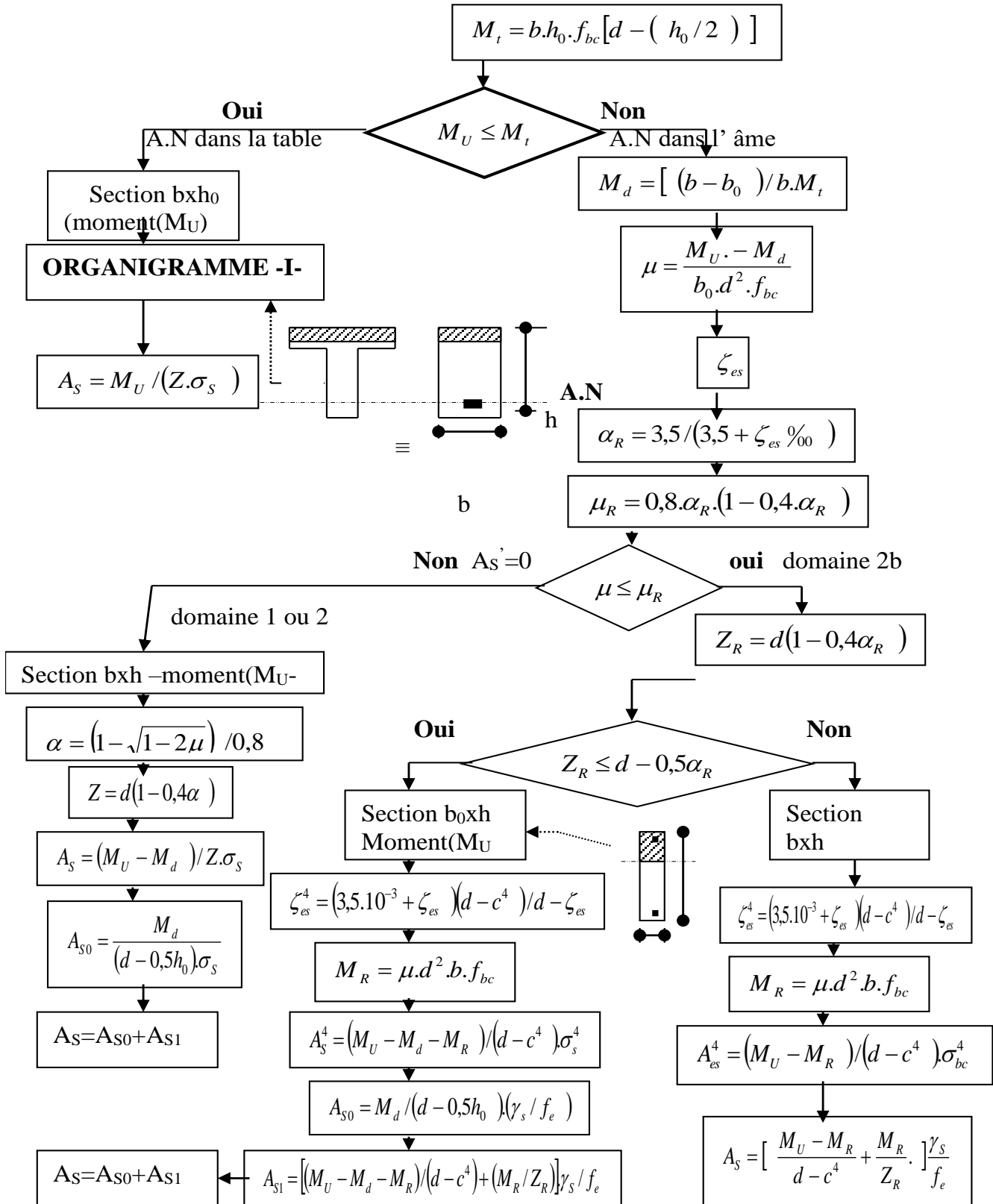
$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

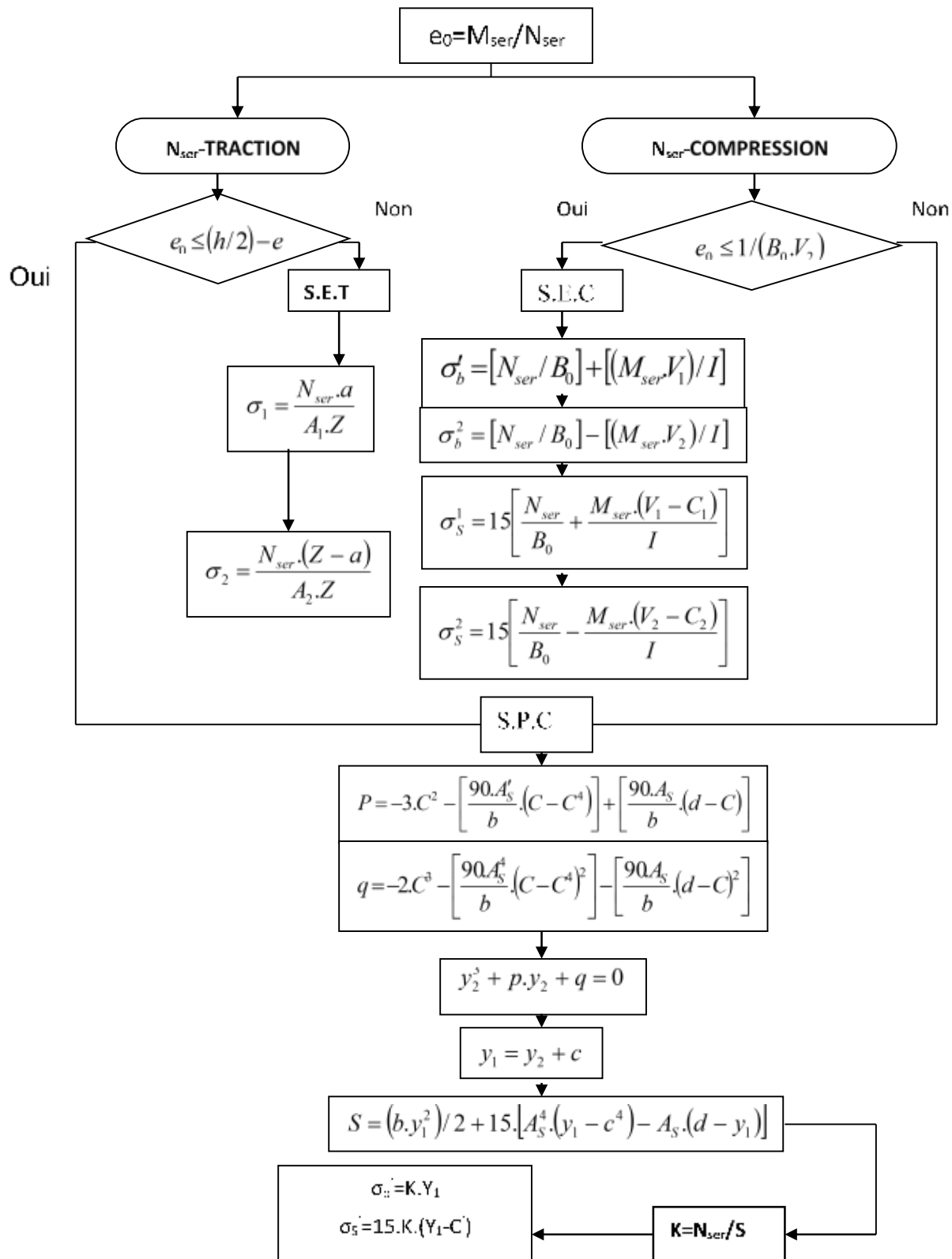
$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_S = \left[ \frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

**ORGANIGRAMME -II-  
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

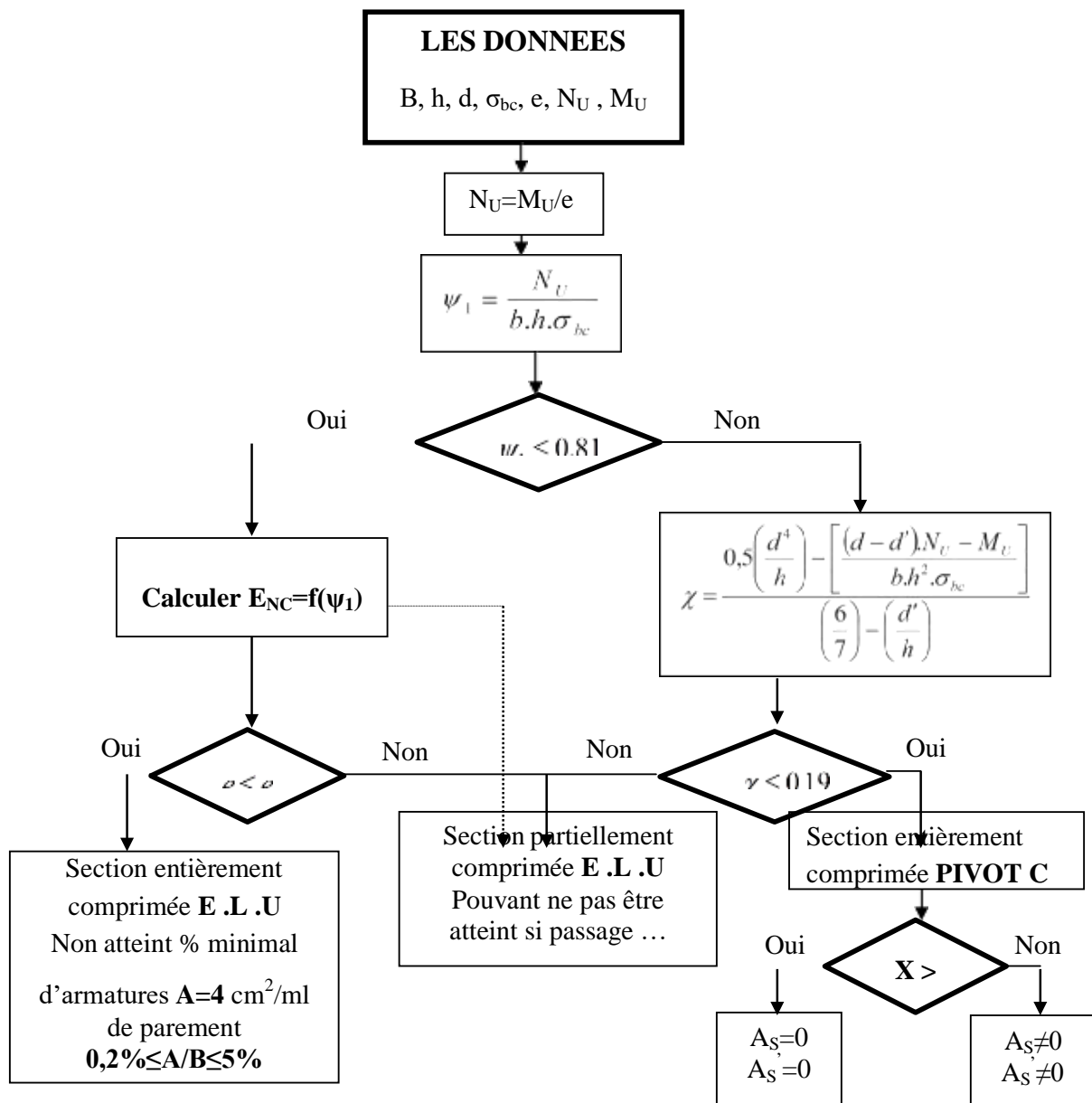
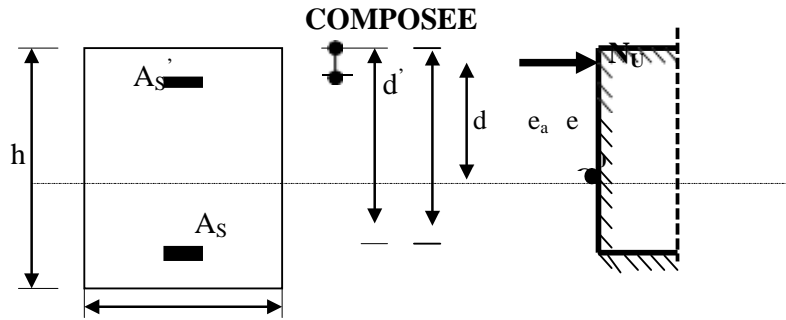


**ORGANIGRAMME-III-**  
**FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -IV-**

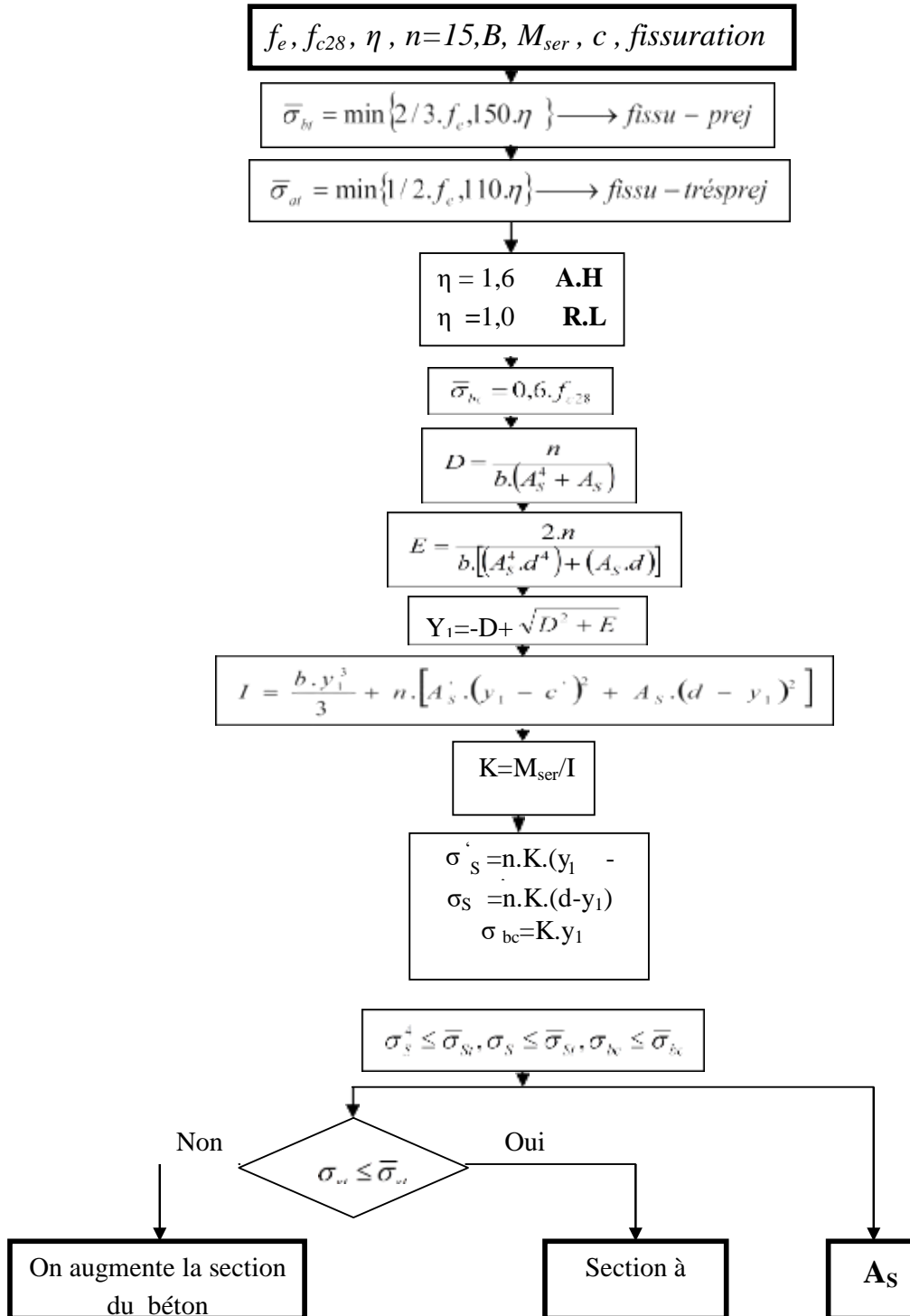
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION**





**ORGANIGRAMME -V-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**



## VII.6 Annexe VI

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

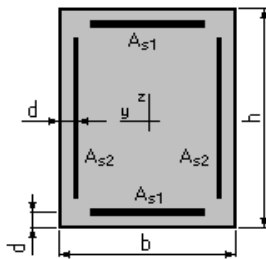
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 30.0$  (cm)

$h = 30.0$  (cm)

$d = 3.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	650.19	3.32	2.81
2.	ELU	99.93	56.61	2.43
3.	ELU	83.57	10.03	84.11
4.	ELU	26.90	-7.88	-11.90

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 3.7$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 3.7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 4.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 45.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1.65$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.27$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELU     $N = 650.19$  (kN)     $M_y = 3.32$  (kN\*m)     $M_z = 2.81$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.99    Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 50.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 16.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.09$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = 99.93 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 56.61 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 2.43 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.50    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 9.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 23.8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6.39$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELU**    **N = 83.57 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 10.03 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 84.11 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 9.7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 25.6$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7.52$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELU**    **N = 26.90 (kN)**    **M<sub>y</sub> = -7.88 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = -11.90 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5.81    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 17.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 28.8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 4.27$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

## VII.7 Annexe VII

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

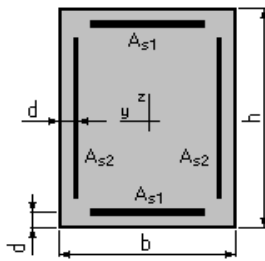
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 35.0$  (cm)

$h = 35.0$  (cm)

$d = 3.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	1083.38	3.20	0.92
2.	ELU	188.06	80.93	13.34
3.	ELU	256.41	10.39	115.69
4.	ELU	30.08	-12.10	-74.35

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 3.7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 5.6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1.12$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.23$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 3.2$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 61.3$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELU    **N = 1083.38 (kN)**     **$M_y = 3.20$  (kN\*m)**     **$M_z = 0.92$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.29    Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 99.3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 17.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2.45$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**    **N = 188.06 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 80.93 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 13.34 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.34    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 13.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 30.2$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6.31$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELU**    **N = 256.41 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 10.39 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 115.69 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00    Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 11.4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 29.8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7.34$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELU**    **N = 30.08 (kN)**    **M<sub>y</sub> = -12.10 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = -74.35 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.22    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 9.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 31.4$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.34$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 417.8$  (MPa)

## VII.8 Annexe VIII

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

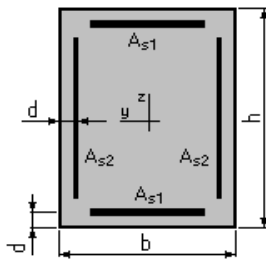
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 40.0$  (cm)

$h = 40.0$  (cm)

$d = 4.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	$N$ (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	1311.28	3.23	3.70
2.	ELA	223.85	86.89	19.96
3.	ELA	379.85	8.87	130.19
4.	ELA	10.41	-18.98	-102.80

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 2.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 3.3$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 6.4$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 80.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.75$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.20$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELU  $N = 1311.28$  (kN)  $M_y = 3.23$  (kN\*m)  $M_z = 3.70$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.28 Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 78.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22.5$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2.89$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA** **N = 223.85 (kN)** **M<sub>y</sub> = 86.89 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = 19.96 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.66 Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 14.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 35.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6.98$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 467.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA** **N = 379.85 (kN)** **M<sub>y</sub> = 8.87 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = 130.19 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 12.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 33.1$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7.78$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 449.3$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELA** **N = 10.41 (kN)** **M<sub>y</sub> = -18.98 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = -102.80 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 8.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 35.9$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2.52$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 225.1$  (MPa)

## VII.9 Annexe IX

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

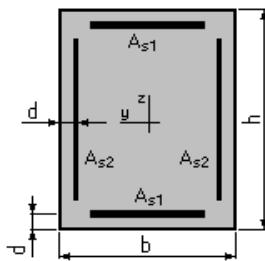
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$$b = 45.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 45.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 4.0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	1787.49	4.22	10.37
2.	ELA	256.69	88.68	24.16
3.	ELA	449.58	7.34	139.46
4.	ELA	-35.14	-17.31	-96.83

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 2.5$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 7.2$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.52$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.18$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 2.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 101.3$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas  $N^0$  1: Type ELU  $N = 1787.49$  (kN)  $M_y = 4.22$  (kN\*m)  $M_z = 10.37$  (kN\*m)



Coefficient de sécurité: 2.00      Pivot: C  
Position de l'axe neutre:  $y = 69.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 24.3$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.13$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA      N = 256.69 (kN)      M<sub>y</sub> = 88.68 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 24.16 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.02      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 15.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 40.7$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7.30$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 489.2$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA      N = 449.58 (kN)      M<sub>y</sub> = 7.34 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 139.46 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.58      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 12.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 37.5$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 8.23$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 471.0$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELA      N = -35.14 (kN)      M<sub>y</sub> = -17.31 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -96.83 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 6.3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 41.1$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.66$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 103.7$  (MPa)

## VII.10 Annexe X

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

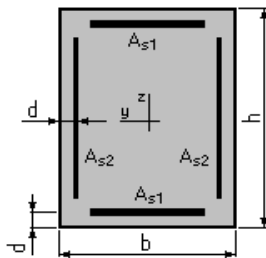
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$$b = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5.0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	2286.06	5.12	14.88
2.	ELA	346.20	90.42	11.79
3.	ELA	597.69	31.94	158.36
4.	ELA	-41.35	-14.52	-111.31

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 1.5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 3.9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\max} = 125.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.44$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.16$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU  $N = 2286.06$  (kN)  $M_y = 5.12$  (kN\*m)  $M_z = 14.88$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.89 Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 76.3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 26.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.13$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA** **N = 346.20 (kN)** **M<sub>y</sub> = 90.42 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = 11.79 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.16 Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 19.3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 41.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 5.58$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 498.2$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA** **N = 597.69 (kN)** **M<sub>y</sub> = 31.94 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = 158.36 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.01 Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 22.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 43.1$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 4.88$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELA** **N = -41.35 (kN)** **M<sub>y</sub> = -14.52 (kN\*m)** **M<sub>z</sub> = -111.31 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 5.4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 44.8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.29$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 6.9$  (MPa)

## VII.11 Annexe XI

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

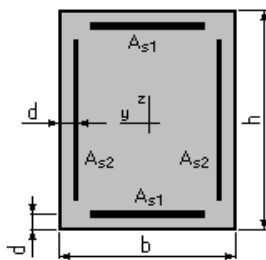
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$b = 60.0$  (cm)

$h = 60.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	2826.91	26.15	1.16
2.	ELA	2171.22	-98.84	-9.89
3.	ELA	783.57	-38.50	-164.20
4.	ELA	-32.67	-10.59	-84.38

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 0.8$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 9.6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.27$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.13$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 4.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s_{max}} = 180.0$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU  $N = 2826.91$  (kN)  $M_y = 26.15$  (kN\*m)  $M_z = 1.16$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.10      Pivot: C  
Position de l'axe neutre:  $y = 73.4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 26.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.09$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA      N = 2171.22 (kN)      M<sub>y</sub> = -98.84 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -9.89 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.09      Pivot: C  
Position de l'axe neutre:  $y = 66.2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 31.2$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.42$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA      N = 783.57 (kN)      M<sub>y</sub> = -38.50 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -164.20 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.65      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 39.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 50.2$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2.76$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELA      N = -32.67 (kN)      M<sub>y</sub> = -10.59 (kN\*m)      M<sub>z</sub> = -84.38 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.40      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 3.9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 55.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.74$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

## VII.12 Annexe XII

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

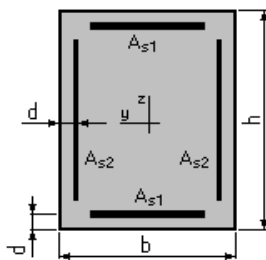
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

#### 2. Section:



$$b = 65.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 65.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5.0 \quad (\text{cm})$$

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	3371.55	30.02	0.93
2.	ELA	1691.23	71.20	62.77
3.	ELA	2304.54	42.11	93.47
4.	ELA	30.24	18.88	23.82

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 3.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 10.4$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.25$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.12$  (%)

Section théorique  $A_{s2} = 2.2$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\max} = 211.3$  (cm<sup>2</sup>)

maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU    N = 3371.55 (kN)    M<sub>y</sub> = 30.02 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0.93 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.07      Pivot: C  
Position de l'axe neutre:  $y = 80.1$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 28.2$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.07$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELA       $N = 1691.23$  (kN)     $M_y = 71.20$  (kN\*m)  $M_z = 62.77$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4.58      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 82.6$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 44.0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.08$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 15.5$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA       $N = 2304.54$  (kN)     $M_y = 42.11$  (kN\*m)  $M_z = 93.47$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.50      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 80.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 38.3$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 4: Type ELA       $N = 30.24$  (kN)       $M_y = 18.88$  (kN\*m)  $M_z = 23.82$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 8.41      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 19.5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 71.8$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.10$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
    tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)  
    comprimée:  $\sigma_s' = 402.4$  (MPa)