

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur & de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de construction
Département génie civil



Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER PROFESSIONNEL en génie civil

Option : constructions civiles et industrielles

Thème : Étude d'un bâtiment (R+7+Sous sol) à usage d'habitation et commercial.

(Application du logiciel « ETABS »).



Proposé par le bureau d'études :

ABRIRROUTE

Dirigé par :

M^{me} Leyla BOUZID épouse HAMMAD

Etudié par :

M^{elle} Dihiya CHEBIL

Promotion 2011/2012

Sommaire

Plan d'architecture.....	1
Plan de coffrage.....	9
INTRODUCTION	15
CHAPITRE 0 : Problématique	
0.1 Introduction.....	16
0.2 Objectifs.....	16
0.3 Problématique.....	16
0.4 Perspectives.....	17
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Description de l'ouvrage	18
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	18
I.3 Les éléments de l'ouvrage	20
I.3.1 L'ossature.....	20
a. Les portiques	20
b. Les voiles	20
c. Les planchers	20
I.3.2 Le remplissage	20
1. Murs de séparations intérieures.....	20
2. Murs extérieurs	20
I.3.3 Les revêtements	21
I.3.4 Les éléments secondaires	21
a. Les escaliers	21
b. Les balcons	21
c. Cage d'ascenseur	21
d. L'acrotère	21
I.3.5 Le coffrage	21
I.4 CARACTERISTIQUES DU SOL	21
I.4.1 Définition d'un sol ferme	22
I.5 LES REGLEMENTS UTILISES	22
I.6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	23
I.6.1 Le béton :	
a. Sa résistance caractéristique à la compression	22
b. Sa résistance caractéristique à la traction (art A.2.1,12 BAEL 91).....	23
c. Ses contraintes limites	
d. Son module d'élasticité	23
e. Son module de déformation transversale	
f. Son coefficient de poisson (art A.2. 1. 3 BAEL 91)	23
g. Son diagramme de contraintes-déformations	24
I.6.2 L'acier	25
a. Caractéristiques des aciers utilisés	25
b. Limite d'élasticité longitudinale	26
c. Diagramme contrainte-déformation de calcul	26

d. Contrainte limite ultime d'élasticité.....	26
e. Contrainte admissible à L'ELS	26
f. Protection des armatures	27

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 INTRODUCTION	28
II.1.1 Les poutres	28
a. Poutre principales	28
b. Poutres secondaires	29
II.1.2 Les planchers	29
II.1.3 Les poteaux	30
II.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES	31
II.2.1 Les charges permanentes	31
a. Pl Planchers étages courants (corps creux):.....	31
b. plancher terrasse (inaccessible) :	31
c. dalle pleine (balcon) :	32
d. Acrotère :	32
e. Murs :.....	33
II.2.1 Les surcharges d'exploitations :.....	34
II.3 DESCENTE DE CHARGES :34	
II.3.1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité (E.5)	34
a. Surface d'influence	35
b. Charge permanente revenant à chaque plancher :.....	35
c. Poids revenant à chaque plancher	35
d. Poids revenant à chaque poutre :	35
e. Surcharges d'exploitation :.....	35
II.3.2 : Loi des dégressions des charges en fonction du nombre d'étages	35
a. Coefficient de dégression de charge	35
b. Coefficients de dégression des surcharges.....	36
c. Surcharges cumulées :.....	36
d. Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E.5):..	37
e. Vérification relatives aux exigences du RPA	37
f. Vérifications des poteaux au flambement	38
II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	39
a. Epaisseur du voile.....	39
b. Largeur du voile	39

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Calcul des planchers	40
III.11 Introduction	40

III.1.2	Calcul de la dalle de compression	41
a.	Dimensions de la section en Té	41
b.	Calcul d'armatures	42
III.1.3	Calcul de la poutrelle	42
a.	Avant le coulage	42
b.	Après coulage de la dalle de compression	43
III.1.4	Choix de la méthode de calcul	44
a.	Méthode forfaitaire	44
b.	Méthode des trois moments	45
III.1.5	Calcul à l'ELU	46
a.	Plancher étage courant	46
b.	Poutrelles à 8 travées	46
c.	Poutrelle à deux travées	49
III.1.6	Calcul des armatures	50
a.	Armatures longitudinales	50
b.	Armatures transversales	51
III.1.7	Vérifications du ferrailage à l'ELU	51
	Condition de non fragilité.....	51
a.	Vérification de l'effort tranchant	52
b.	Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	52
c.	Influence de l'effort tranchant sur les armatures	52
d.	Vérification de la contrainte de cisaillement	53
III.1.8	Vérification à L'ELS	54
a.	Combinaison de charge à l'ELS	54
b.	Vérification de la résistance à la compression du béton	54
c.	Etat limite d'ouverture des fissures	55
III.2	Calcul des escaliers.....	58
III.2.1	Définition	58
III.2.2	Pré dimensionnement de l'escalier du RDC	59
a.	Application	59
b.	Vérifications	60
c.	paillasse et palier	60
III.2.3	Détermination des sollicitations de calcul	60
a.	Charges permanentes :60	
b.	Surcharge d'exploitation : 61	
c.	Combinaisons de charges :61	

III.2.4 Calcul du ferrailage à l'ELU	61
a. Calcul des efforts internes à l'ELU.....	61
b. Calcul des armatures	63
c. Verifications	64
III.2.5 Calcul à l'ELS	66
a. Réactions d'appuis :68	
b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant	68
c. vérification à l'ELS:68	
II.2.6 Pré dimensionnement d'escalier d'étage courant	71
a. application	71
b. Vérifications	71
c. paillasse et palier.....	72
III.2.7 Détermination des charges et surcharges	72
a. Charges permanentes et surcharge	72
b. Combinaisons des charges	72
III.2.8 Calcul du ferrailage à l'ELU	73
a. Calcul des efforts internes à l'ELU	73
b. Calcul des armatures	75
d. Vérification: (Art. A4.2/BAEL 91)	76
III.2.8 Calcul à l'E.L.S	77
a. Réactions d'appuis	77
b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant	77
c. Vérification à l'ELS	79
III.3 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE	83
III.3.1 Définition	
III.3.2 Pré dimensionnement :	83
III.3.3 Détermination des sollicitations	84
a. Charges et surcharges : La poutre palière est sollicitée par	84
b. Combinaison de charges et surcharges	84
III.3.4 Calcul des efforts internes à L'ELU	84
a. Schéma statique :	84
b. Diagrammes des efforts internes:.....	85
III.3.5 Ferrailage à l'ELU	85
a. En travée:.....	85
b. Aux appuis:	86
III.3.6 Vérification à l'ELU	86
a. Condition de non fragilité :	86
b. Effort tranchant [Art A.5.2, 2/ BAEL91 modifiées 99]	86

c.	Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui	87
d.	Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99)	87
e.	Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : (Art A.6.1,3/ BAEL91modifiées 99)	87
f.	Diamètre des armatures transversales	87
III.3.7	Calcul des efforts internes à L'ELS	88
a.	Schéma statique	88
b.	Diagrammes des efforts internes	88
III.3.8	Vérification à L'ELS	89
a.	Vérification de la flèche	89
b.	Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 / BAEL91 modifiées 99).....	89
c.	Etat limite de compression du béton	90
III.4	CALCUL DU BALCON	92
III.4.1	Introduction	
III.4.2	Dimensionnement	92
III.4.3	Détermination des charges et surcharges	92
a.	Charges permanentes	
b.	Surcharges d'exploitation	93
III.4.4	Calcul à l'ELU	
a.	Combinaison de charges	
b.	Calcul du moment d'encastrement	93
c.	Calcul des armatures	93
III.4.5	Vérification à l'ELU	94
a.	Condition de non fragilité	94
b.	Vérification au cisaillement (BAEL 99)	95
c.	Vérification de l'adhérence	95
d.	Influence de l'effort tranchant aux appuis	95
e.	Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis	95
f.	Calcul des ancrages	96
III.4.6	Vérification à L'ELS	96
a.	Combinaison de charges	96
b.	Calcul du moment d'encastrement	96
c.	Vérification des contraintes	96
d.	Vérification de la flèche	97
III.5	ETUDE DE LA SALLE MACHINE	99
III.5.1	Introduction	

III.5.2 Pré dimensionnement	99
a. Epaisseur de la dalle	100
b. Calcul de U et V	100
c. Condition de non poinçonnement	101
III.5.3 Calcul des moments	101
a. Moments dus au poids propre	101
b. Moments dus à la charge localisée	102
c. Superposition des moments	103
III.5.4 Ferrailage du panneau	104
III.5.5 Vérification du ferrailage à l'ELU	104
a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)	104
b. Diamètre minimal des barres : (art A.7.21 BAEL91)	105
c. Ecartement des barres	105
d. Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91modifiées99)	105
III.5.6 Vérification à l'ELS	106
a. Moments engendrés par le système de levage	106
b. Moments dus à la charge localisée	106
c. Superposition des moments	106
d. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers	106
e. Etat limite de fissuration	107
III.6 CALCUL DE L'ACROTÈRE	108
III.6.1 Introduction	108
III.6.2 Détermination des sollicitations	108
III.6.3 Combinaison de charges	109
a. L'ELU	109
b. L'ELS	109
III.6.4 Ferrailage de l'acrotère	109
a. Calcul des armatures à l'ELU:	109
b. Les vérifications	111
c. Calcul à L'ELS	112
d. La section des armatures fictives	113
e. La section des armatures réelles	113
f. Les vérifications	113
g. Le Ferrailage adopté	114
III .6.5 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)	114
III.2.7 Détermination des charges et surcharges	

a. Charges permanentes et surcharge	
b. Combinaisons des charges	
III.2.8 Calcul du ferrailage à l'ELU	
a. Calcul des efforts internes à l'ELU	
III.3 Calcul de la poutre palière	69
III.4 Calcul des balcon.....	85
III.5 Calcul de la salle machine.....	94
III.6 Calcul de l'acrotère	104

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

IV.1. INTRODUCTION	116
IV.3. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS	116
IV.2. CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F	116
IV.3.1 Terminologie du logiciel ETABS:	117
a. Première étape.....	117
b. Deuxième étape	119
c. Troisième étape	120
d. Quatrième étape.....	123
e. Cinquième étape	126
f. Sixième étape :.....	129
g. Septième étape :.....	130
e. Huitième étape :.....	132
f. Neuvième étape :	133

CHAPITRE VII : FERRAILAGE DES POTEAUX

VII.1 INTRODUCTION :.....	169
VII.2 RECOMMANDATIONS DU RPA : (ZONE IIA).....	169
VII.2.1 Armatures longitudinales	169
a. Pourcentage total maximum	169
b. Pourcentage total minimum	169
c. Conventions de signes:.....	170
VII.3 CALCUL DU FERRAILAGE :170	
VII.3.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :.....	170
a. Section Entièrement Tendus:.....	170
b. Section Partiellement Comprimée:	170
c. Section Entièrement Comprimée :.....	173
VII.3.2 Condition de non fragilité	174

VII.4 VERIFICATIONS A L'ELS :.....	175
VII.4.1 L'État limite d'ouverture des fissures :.....	175
VII.4.2 L'État limite de compression du béton :.....	175
a. Section partiellement comprimée.....	175
b. Section entièrement comprimée.....	176
VII.5. Les armatures transversales :.....	179
a. Diamètre des armatures transversales	179
b. Espacements des armatures transversales.....	179
c. Calcul des armatures transversales	179
d. Vérification de la quantité d'armatures transversales	180

CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1 INTRODUCTION :.....	183
VIII.1.1 : Introduction au ferrailage des voiles :.....	183
VIII.1.2 : Combinaisons d'action :.....	184
VIII.2 FERRAILLAGE DES VOILES :.....	184
VIII.2.1 Exposé de la méthode :.....	184
VIII.2.2 Armatures verticales :	185
a. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :.....	186
b. Section partiellement comprimée :	186
VIII.2.3 Armatures horizontales :.....	186
VIII.2.4 Armature de couture :.....	186
VIII.2.5 Armatures transversales :.....	187
VIII.2.6 Armature des potelets :.....	187
VIII.2.7 Dispositions constructives :.....	187
a. Espacement :	187
b. Longueur de recouvrement	187
Diamètre minimal	188
VIII.3 Vérifications des voiles vis-à-vis des règlements :.....	188
VIII.3.1 Vérification à L'ELS :	187
VIII.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	188
VIII.4 EXEMPLE DE CALCUL : VT1 DANS LA ZONE I :.....	189
VIII.4.1 Caractéristiques géométriques :.....	189
VIII.4.2 Sollicitations de calcul :.....	189
VIII.4.3 Détermination des armatures :	190
a. Armatures verticales :.....	190
b. Armatures de coutures	191

c. Armatures horizontales :.....	192
Armature transversales :.....	192
VIII.4.4 Vérifications du ferrailage des voiles:.....	192
Vérification des espacements	192
a. Vérification des contraintes de cisaillement:.....	192
b. Vérification à l'ELS :.....	192

CHAPITRE IX : ETUDE DU VOILE PLAQUE

IX.1 INTRODUCTION :.....	196
IX.2 METHODE DE CALCUL :.....	196
IX.2.1 Prescription du RPA 2003,(Art 10.4.3) :.....	196
IX.2.3 Détermination des sollicitations :.....	197
IX.2.2 Caractéristiques du sol :	197
a. Calcul des sollicitations :.....	197
IX.2.3 Détermination des sollicitations :.....	198
IX.2.2 Caractéristiques du sol :	198
a. Calcul des sollicitations :	198
b. Diagramme des contraintes	198
c. Calcul de la charge maximale.....	198
IX.2.4 Ferrailage du voile plaque :	
a. Détermination des moments :	198
b. Identification des panneaux :	198
c. Calcul des moments :	199
d. Détermination des armatures:.....	200
IX.2.5 Recommandations du RPA99 :.....	200
a. Vérification à l'ELS.....	201
b. Vérification de la flèche.....	201

CHAPITRE X : ETUDE DES FONDATIONS

X.1 INTRODUCTION	203
X.1.1 Types de fondations.....	203 :
a. Fondations superficielles	203
b. Fondations profondes :	203
c. Choix du type de fondation :	204
d. Etude géotechnique du sol	204

X.2 DIMENSIONNEMENT204

X.2.1 Semelle isolé : 204

X.2.2 Semelles filantes :205

X.2.3 : Etude du radier général 208:

X.2.4 Vérifications :210

a. Vérification de la contrainte de cisaillement210

b. Vérification de la stabilité du radier211

c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91214

X.2.5 Ferrailage du radier :214

X.2.5 Etude des nervures :219

a. Chargement simplifié admis

d. Ferrailage des nervures: 220

e. Détermination des sollicitations221

f. Ferrailage adopté 223

g. Calcul des armatures transversales :223

h. Vérification à l'ELU:224

i. Vérification à l'ELS :225

j. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :225

Chargement simplifié admis

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification des sites.....	22
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	25
Tableau II.1 : coefficient de dégression de surcharges.....	36
Tableau II.2 : Descente de charge et dimensionnement des poteaux.....	37
Tableau II.3 élancements des poteaux	39
Tableau III. 1 : Charges permanentes du palier.....	60
Tableau III.2 : Charges permanentes de la paillasse.....	61
Tableau III. 3 : Calcul des efforts tranchants.....	62
Tableau III. 4:Calcul des moments fléchissant.....	62
Tableau III. 5:calcul des efforts tranchants.....	66
Tableau III. 6:calcul des moments fléchissant	66
Tableau III.8 : Charge permanentes et surcharge d'escalier.....	72
Tableau III.7: calcul des efforts tranchants.....	73
Tableau III.8 : Calcul des moments fléchissant.....	73
Tableau III.9 : Calcul de l'effort tranchant.....	77
Tableau III.10: Calcul des moments fléchissant	78
Tableau III. 11:charge permanentes revenant au balcon.....	93
Tableau III. 12: Ferrailage du panneau à l'ELU.....	107
Tableau V.1 : Périodes et participations massiques.....	159
Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....	140

Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité théorique.....	141
Tableau V.4 : Déplacements relatifs suivant Ex.....	142
Tableau V.5 : Déplacements relatifs suivant Ey.....	143
Tableau V.6 : Facteur de qualité de la structure	145
Tableau V.7 : Choix de la période.....	146
Tableau V.6 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	147
Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ	148
Tableau VI.1 : Pourcentage des armatures longitudinales.....	149
Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales en appuis.....	152
Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales en travées.....	152
Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.....	153
Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.....	153
Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres 25x30 en travées.....	154
Tableau VI.7 : Ferrailage des poutres 25x30 en appuis.....	154
Tableau VI.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales.....	162
Tableau VI.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales.....	162
Tableau VI.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires.....	163
Tableau VI.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres secondaires.....	163
Tableau VI.12: Vérification de la flèche à chaque niveau dans le sens des poutres principales	166
Tableau VI.13 : Vérification de la flèche à chaque niveau dans le sens des poutres secondaires	166

Tableau VII.1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	174
Tableau VII.2 : Vérification de la condition de non fragilité.....	174
Tableau VII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.....	178
Tableau VIII.1 : Ferrailage des voiles transversaux VT3 et VT4.....	193
Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 et VL2	194
Tableau IX.1 : Ferrailage adopté à l'ELU.....	200
Tableau IX.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	201
Tableau X.1: Efforts normaux et moments fléchissant.....	206
Tableau X.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	207
Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	207
Tableau X.4: ferrailage adopté pour le panneau de dalle à l'ELU.....	217
Tableau X.5 : ferrailage du panneau de dalle à l'ELS.....	218
Tableau X.6: Efforts max dans la nervure dans le sens longitudinale.....	222
Tableau X.6 : Efforts max dans la nervure dans le sens transversale.....	225
Tableau X.7 : Ferrailage adopté pour la nervure.	225

LISTE DES FIGURES

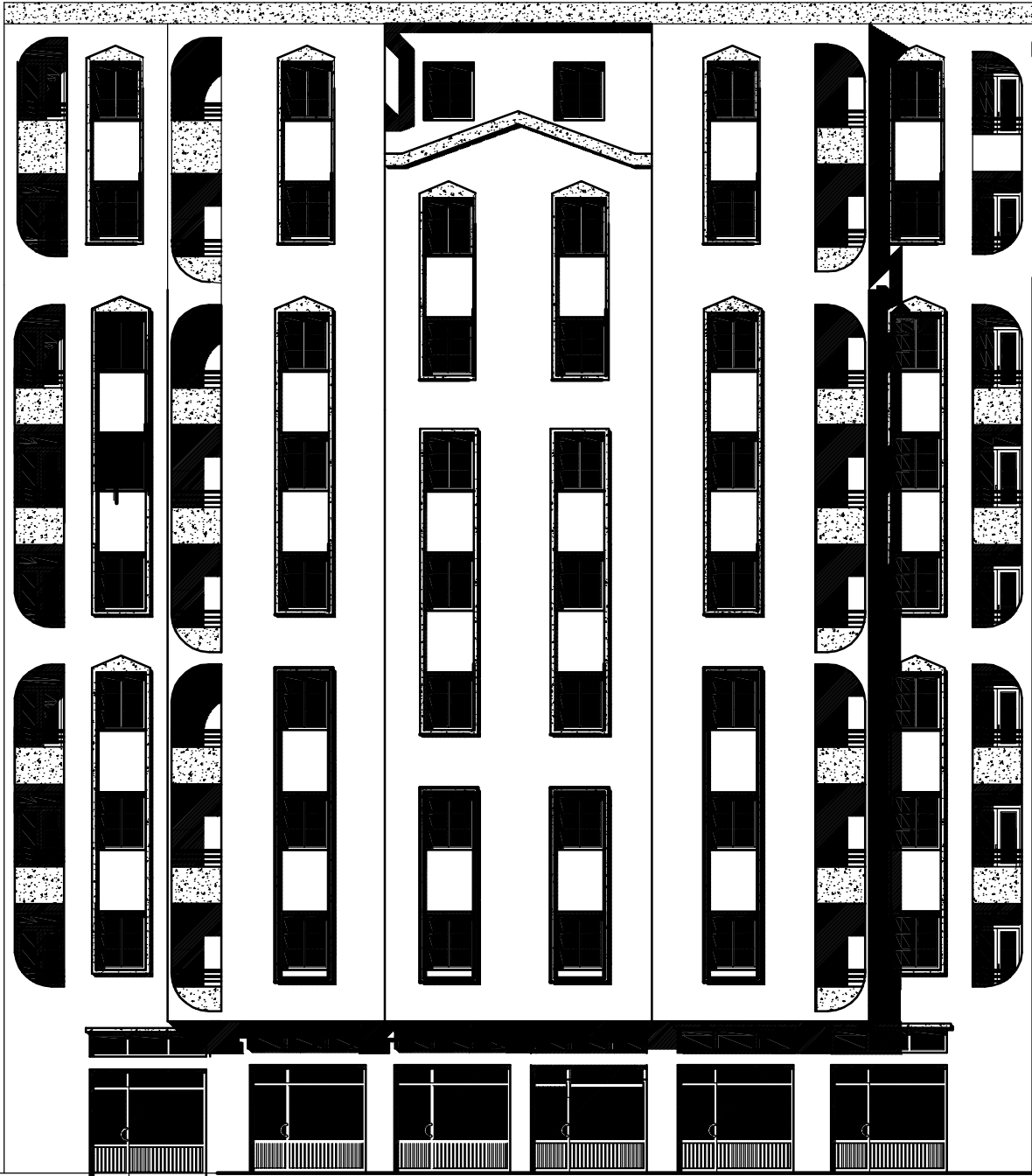
Figure I.2 : Coupe B-B.....	18
Figure I.1 : Vue en plan du RDC	18
Figure I.3 : Vue du bâtiment en trois dimensions.....	19
Figure I.4:Diagramme des contraintes- déformations du béton à l'ELU.....	24
Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.....	25
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	26
Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.....	30
Figure II.2: Coupe verticale du plancher terrasse.....	31
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher étage courant.....	32
Figure II.4 Coupe verticale de la dalle pleine.....	32
Figure II.5 : Coupe verticale de l'acrotère.....	32
Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	33
Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	33
Figure II.8 : Surface d'influence du poteau E.5.....	34
Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	35
Figure II.10 : coupe verticale d'une fille de portiques	38
Figure III.1 : Schéma d'un corps creux.....	40
Figure III.2 : Coupe verticale de la poutrelle.....	40
Figure III.3 : Coupe verticale du plancher corps creux.....	41
Figure III.4 Dimension de la poutrelle.....	41
Figure III. 5 : Treillis soudé.....	42
Figure III.6 Schéma statique de la poutrelle.....	43
Figure III.7 : section à ferrailer	43
Figure III.8 : schéma de calcul par la méthode des trois moments.....	45
Figure III.9 : Types de poutrelles utilisées.....	46
Figure III.10 : Schéma statique de la travée.....	46
Figure III.11 : Diagramme des moments.....	48
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants.....	48
Figure III.13 : Schéma statique de la travée.....	49
Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.....	50

Figure III.15:longueur du scellement droit.....	54
Figure III.16 : coupe verticale de la poutrelle.....	56
Figure III.17 : ferrailage adopté pour les poutrelles.....	57
Figure III.18 : Principaux termes relatifs à un escalier.....	58
Figure III.19 : schéma statique de l'escalier du RDC.....	59
Figure III. 20: Schéma statique de calcul.....	62
Figure III. 21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	63
Figure III. 22 : Bande d'un mètre de longueur.....	63
Figure III. 23: Schéma statique à l'ELS.....	66
Figure III. 24: Diagramme des efforts internes.	67
Figure III. 25 : bande d'un mètre de longueur.....	69
Figure III.25: Schéma statique de l'escalier d'étage courant.....	71
Figure III.26 : Schéma statique de l'escalier.	71
Figure III.27 : Schéma de chargement à l'ELU.....	73
Figure III.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	74
Figure III.29: Bande d'un mètre de longueur.....	75
Figure III.30 : Schéma statique à l'ELS.	77
Figure III.31 :Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	79
Figure III.32 : bande d'un mètre de longueur.....	80
Figure III. 33 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	84
Figure III. 34: Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	85
Figure III. 35 : Schéma statique à l'ELS.....	88
Figure III. 36 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.	89
Figure III.37 : Coupe verticale du balcon.	92
Figure III. 38 : bande d'un mètre de longueur	94
Figure III. 39 : Coupe verticales du balcon.	98
Figure III.40 : Schéma de l'ascenseur	99
Figure III.41 : Schéma statique de la dalle de la salle machine.	100
Figure III. 42: Diffusion de charges dans le feuillet moyen	100

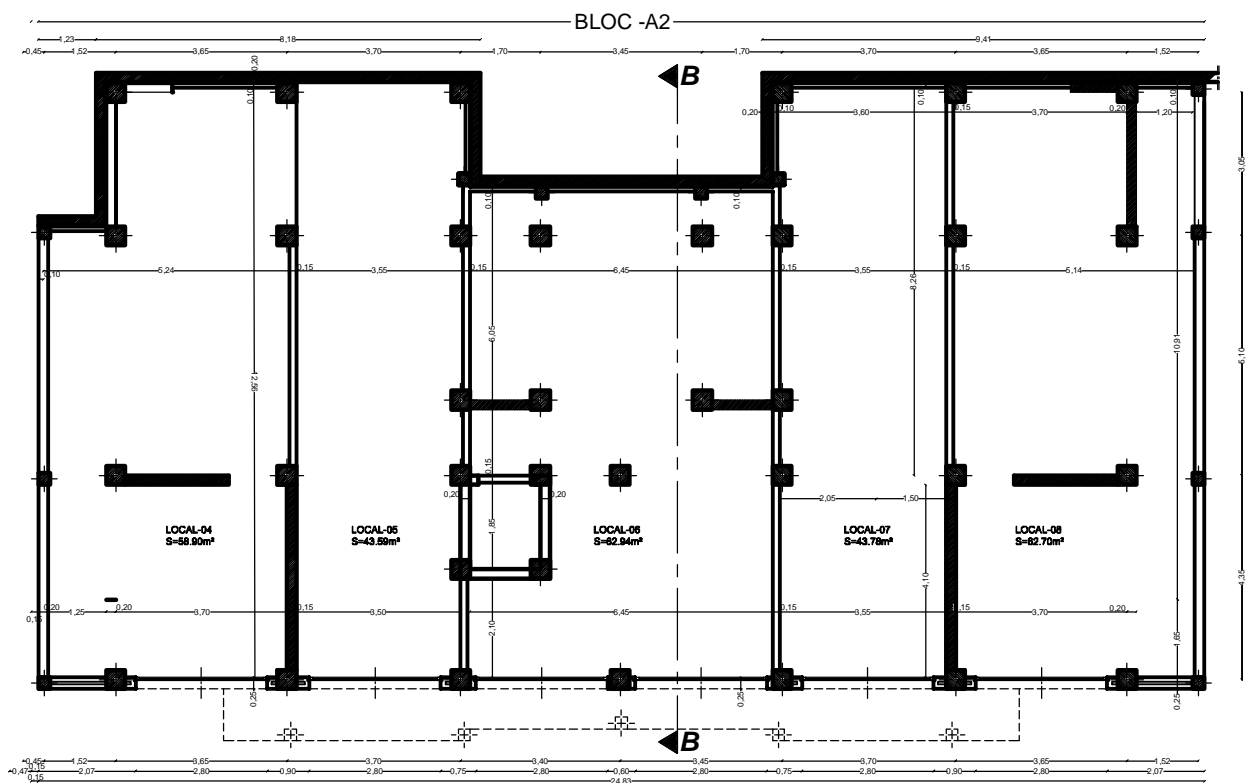
Figure III. 43 : schémas de la bande de la dalle	102
Figure III.44 : Plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine).	107
Figure III.45: Coupe vertical de l'acrotère.	108
Figure III.46 Schéma statique de l'acrotère	109
Figure III.47 Schéma statique de calcul	110
Figure III.48 Schéma statique de calcul	110
Figure. IV.1 : ETABS 9.6	117
Figure IV.2 : Choix d'unité	117
Figure IV.3 : définition de lignes de grille « GRID LINES ».	118
Figure IV.4 : Dimensions de la structure selon x-x et y-y	119
Figure IV.5 : Hauteurs des étages.	119
Figure IV.6 : Modification des propriétés des matériaux.....	120
Figure IV.7 : Modification des propriétés du béton « concrete »	120
Figure IV.8: Définitions des sections des portiques	121
Figure IV.9 : poutre 40x35	121
Figure IV.10 : propriété des poutrelles	121
Figure IV.11 : Option de choisir la section voulue.	122
Figure IV.12 : Introduction des poutres sur l'ETABS	122
Figure IV.13 : Introduire un voile.	123
Figure IV.14 : Introduire une dalle pleine	123
Figure IV.15 : Choix du système de liaison	124
Figure IV.16 : Définition de la masse source	125
Figure IV.18 : Détermination des diaphragmes	125
Figure IV.19 : paramètres de la charge statique	126
Figure IV.20 : Introduction des charges dans ETABS.	127
Figure IV.21 : Détermination des caractéristiques du spectre de réponse	127
Figure IV.22 : Spectre de réponse selon le RPA.	128
Figure IV.23 : Directions du séisme selon le RPA.	129
Figure IV.24 : Définition des combinaisons d'action.	130

Figure IV.25 : Nombre de mode à considérer.	131
Figure IV.26 : Modes à considérer.	131
Figure IV.27 : Méthode de visualiser la période et la participation massique	132
Figure IV.28 : Valeur de la période et la participation massique.	132
Figure IV.29: Déformation de la structure selon une combinaison d'action donnée.	133
Figure IV.30: vue du diagramme des efforts internes.	133
Figure IV.31 : Efforts internes dans les poutres.	134
Figure IV.32 : les efforts dans les poteaux.	134
Figure IV.33 : Extraction des efforts interne dans les voiles.	135
Figure IV.34 : Valeurs des déplacements.	135
Figure IV.35 : Déduire des efforts tranchants et moment sismique.	136
Figure IV.36 : Déduire les efforts tranchants a l'aide de section cut	137
Figure VI.1 : coupe verticale de la poutre.	150
Figure VI.1 : disposition du ferrailage de la section doublement armée.	151
Figure VI.2 : délimitation de la zone nodale.	160
Figure VII.1 : Coupe horizontale du poteau	169
Figure VII.2 : Détermination des armatures d'une section partiellement comprimée.....	171
Figure VII.3 : Schéma statique de la section entièrement tendue.	172
Figure VII.4 : position des armatures d'une section simplement armée.	173
Figure VII.5 : délimitation de la zone nodale.....	181
Figure VIII.1: Sollicitations agissant sur un voile.	183
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.....	185
Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.....	186
Figure VIII.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	187
Figure VIII.5: Caractéristiques géométriques du voile transversale Vt1.	189
Figure VIII.6 : Diagramme des contraintes pour la section du voile.	190
Figure IX.1 : Caractéristiques du sol.	197
Figure IX.2 : Diagramme des contraintes.	198
Figure IX : schéma statique du panneau.	199

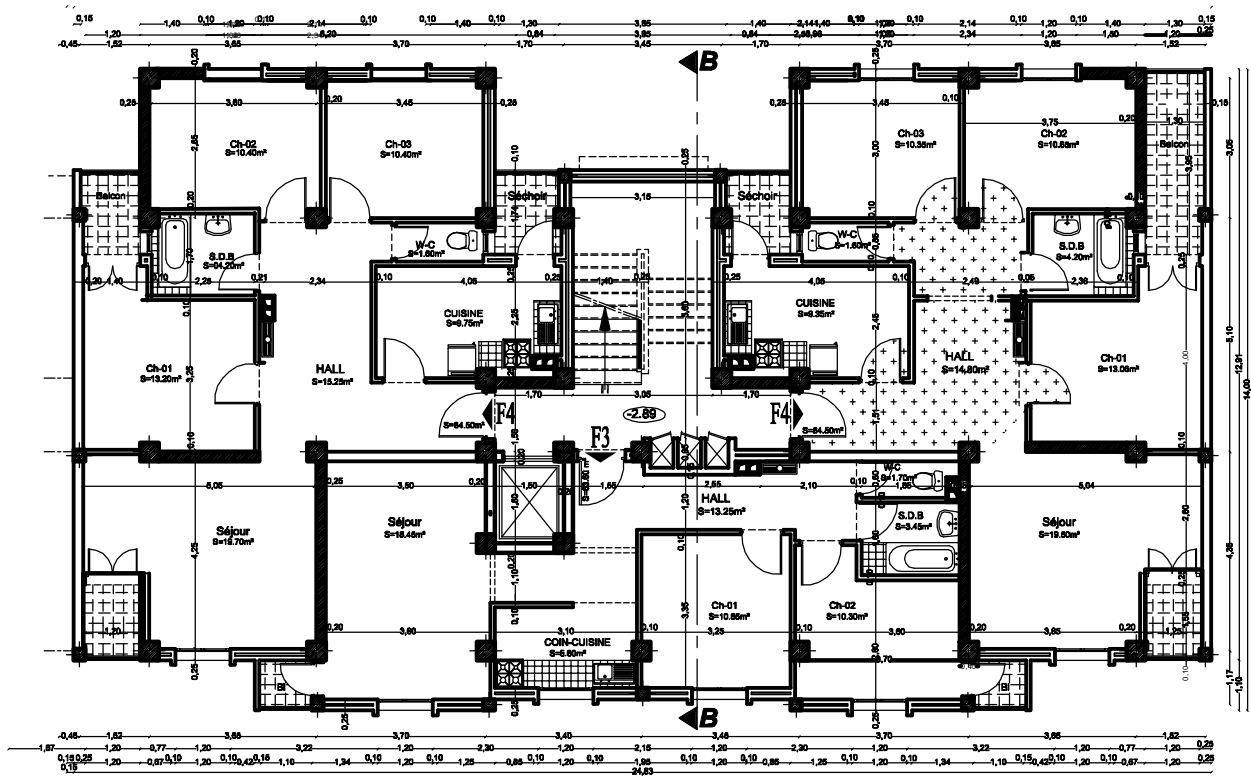
Figure IX.4: bande d'1m de largeur du voile.	200
Figure X.1 : Schéma statique d'une semelle isolée.	204
Figure X.2 : Coupe verticale de la semelle filante sous poteaux.	205
Figure X.3 : Coupe verticale du radier général.	208
Figure X.3 : Diagramme des contraintes.	211
Figure. X.4: Périmètre utile des voiles et des poteaux.	214
Figure X.5 : schéma statique du panneau de calcul.	215
Figure IX.6 : Schéma statique du débord.	218
Figure X.7 : schéma statique des charges revenant à la nervure.	220
Figure X.8 : chargement de la poutre à l'ELU.	221
Figure X.9 : Diagramme des moments à l'ELU.	221
Figure X.10 : Chargement à l'ELS.	221
Figure X.11 : Diagramme des moments à l'ELS.	221
Figure X.12 : Chargement sous l'effort tranchant.	222
Figure X.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	222
Figure X.14 : chargement de la poutre à l'ELU.	222
Figure X.15 : Diagramme des moments à l'ELU.	222
Figure X.16 : chargement de la poutre à l'ELS.	222
Figure X.17 : Diagramme des moments à l'ELS.	222
Figure X.18 : Chargement sous l'effort tranchant.	223
Figure X.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	223



FAÇADE POSTERIEURE

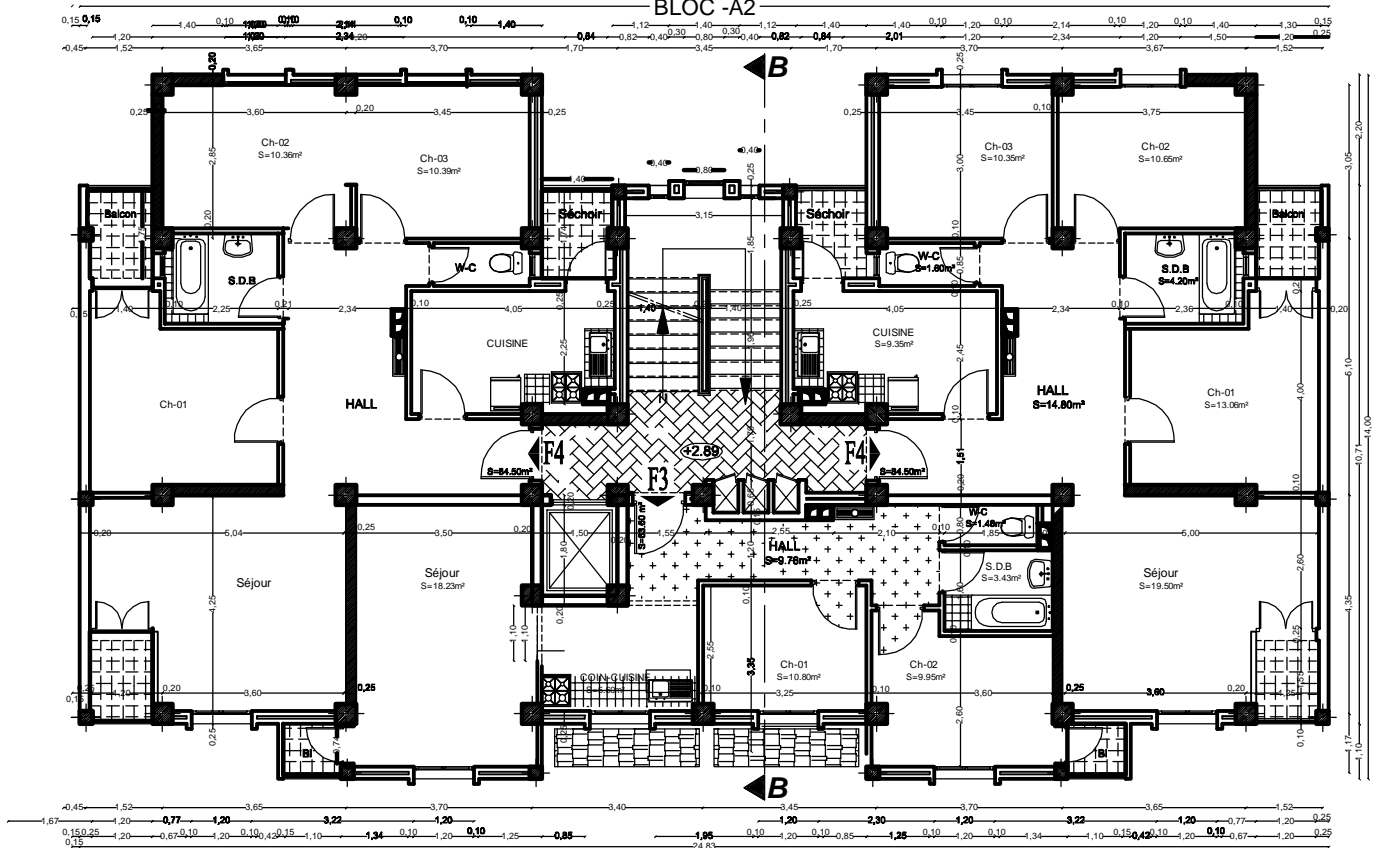


VUE EN PLAN ENTRE SOL



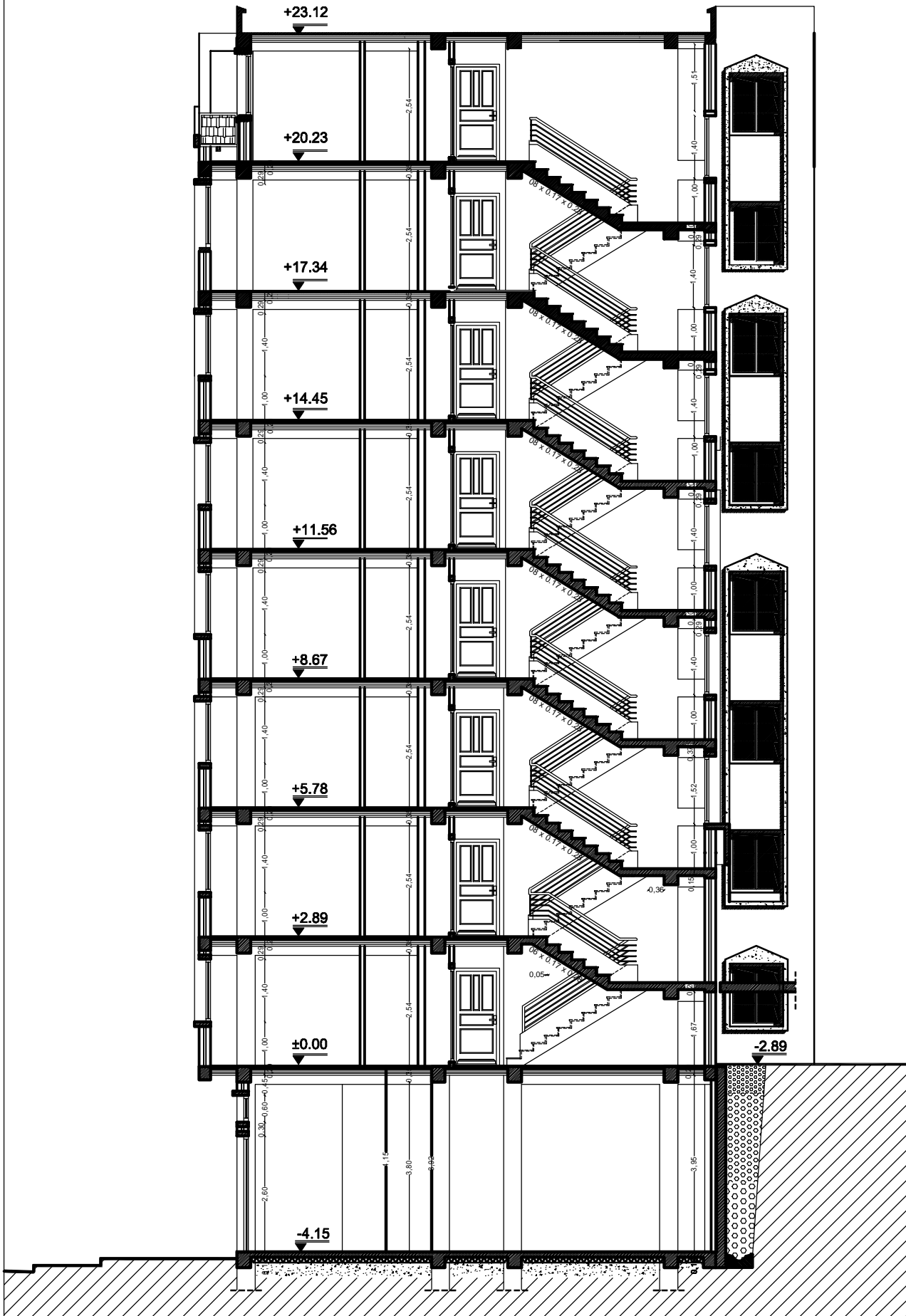
VUE EN PLAN RDC ET ETAGE 01 et 02

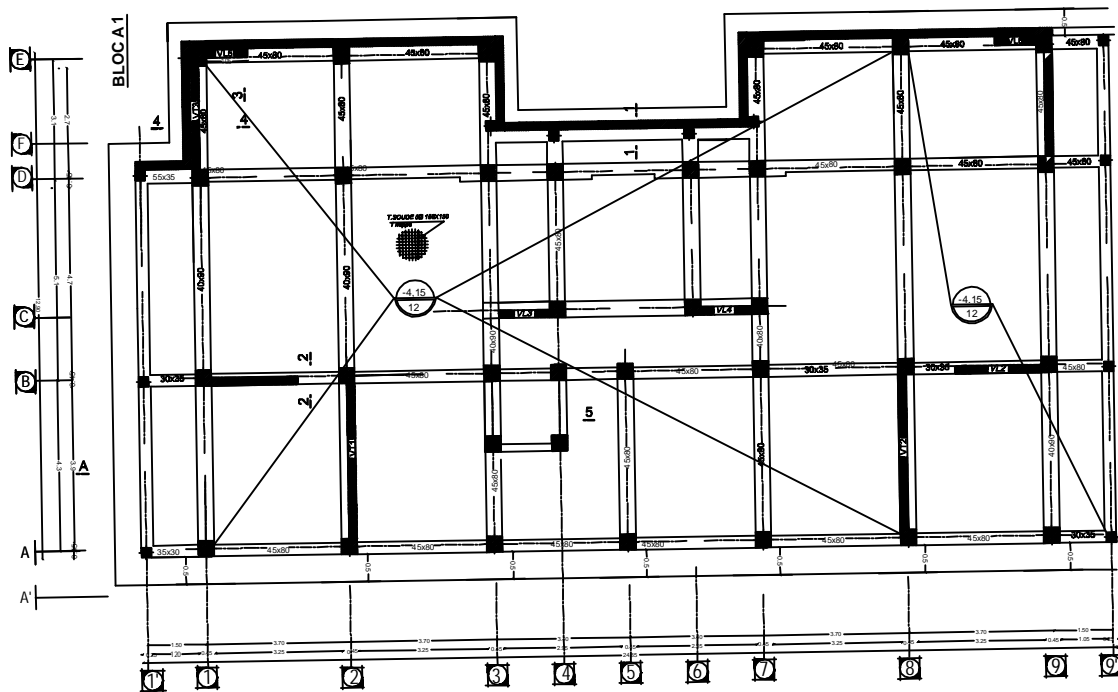
BLOC -A2



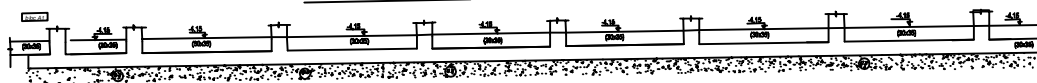
VUE EN PLAN ETAGE 07

COUPE B-B



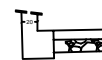


COUPE A-A



BLOC A3

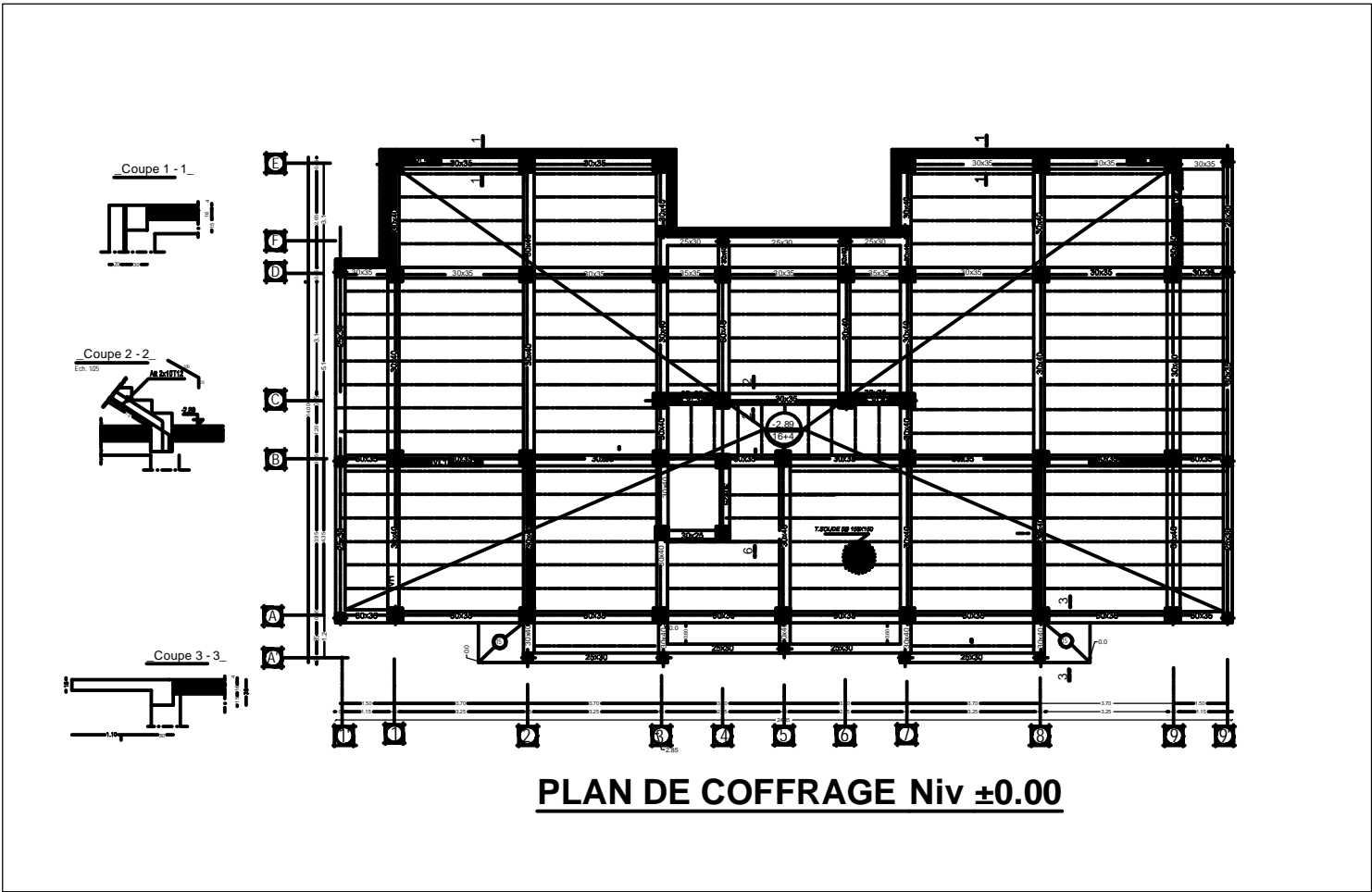
Coupe 1-1

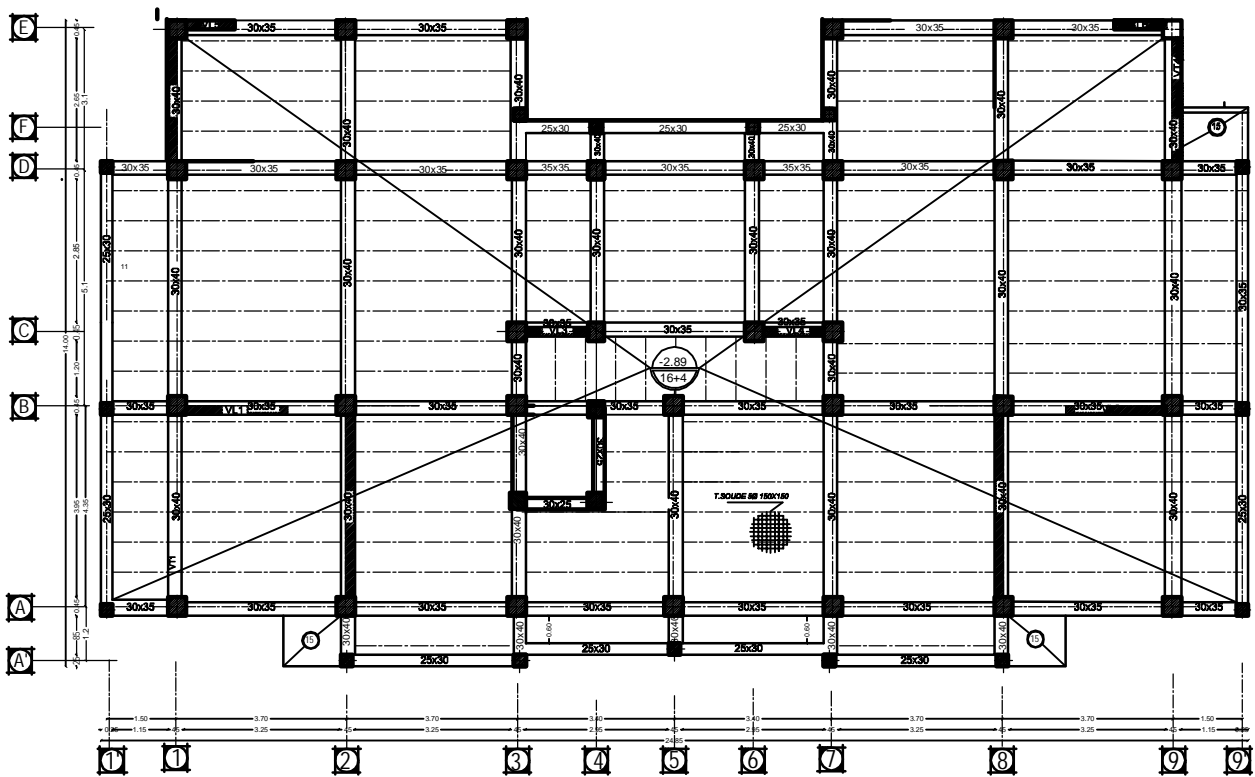


Coupe 2-2



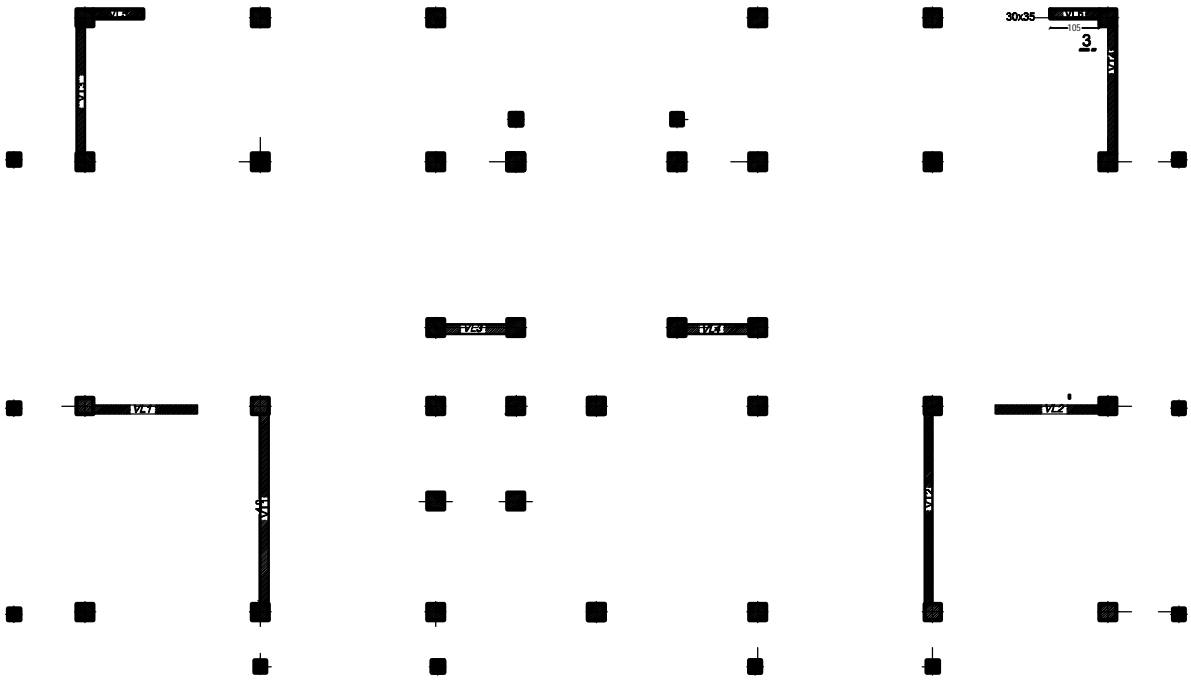
PLAN DE COFFRAGE Niv -4.15





PLAN DE COFFRAGE Niv +2.89,11.56,14.45

Niv +23.12



Chapitre 0

Problématique

0. 1. INTRODUCTION :

Depuis plusieurs décennies, l'être humain bâtit. Que ce soit pour se déplacer, pour s'abriter ou même pour le loisir d'avoir plus d'espace, cette démarche reste à nos jours, une nécessité pour bien nombre d'entres nous. En allant des huttes en feuilles de palmiers ou de bananiers, jusqu'aux buildings sur îles artificielles, tout en passant par les abris en terre et en pierres, l'espèce humaine ne cesse d'innover et d'évoluer. Ce dépassement de soi, cette créativité et cette ténacité mène l'Homme d'aujourd'hui vers de nouveaux défis et de nouvelles découvertes. En effet, la science met à notre disposition des ressources inépuisables, pour mieux élaborer nos projets. Ces nombreux instruments, matériaux et logiciels offrent à nous chercheur, le moyen de construire mieux, vite et à moindre coût.

0.2. OBJECTIFS :

La réalisation d'une construction à usage d'habitation, reste à nos jours une préoccupation première. Ainsi, pouvoir maîtriser sa conception architectural, son calcul et sa longévité reste le but même de notre cursus universitaire.

Cette formation en master professionnel, nous offre cette opportunité, que l'on saisi pour l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

Ce travail aboutit à la construction d'un bâtiment en « R+7+s-sol » à usage d'habitations. Pour cela, nous avons pris attache avec le bureau d'étude chargé de sa réalisation. Après réception de quelques données concernant le lieu, les plans d'architecture du RDC et la capacité portante du sol de fondation, tout restait à faire.

Cela, pour aboutir à un bâtiment de conception architectural agréable et pratique, ayant un bon comportement vis-à-vis des chargements climatiques, sismique et surcharges d'exploitations. En effet, l'ouvrage devra être calculé de manière à assurer la stabilité, la résistance de ses éléments structuraux et la sécurité de ses usagés pendant et après la réalisation. Le tout, avec un équilibre technico-économique correct.

0.3. PROBLEMATIQUE :

Pour l'élaboration de ce travail, nous avons utilisé les connaissances acquises de part nos enseignants, les articles et formules du DTR, du BAEL et du RPA ainsi que les logiciels AUTOCAD et ETABS pour les dessins et les calculs.

Certes, durant notre cursus nous avons utilisé certaines notions de calcul avec ses logiciels, mais les appliquer pour le calcul d'une structure réelle est n'est pas aussi évident qu'il n'y parait.

En effet, pour avoir un résultat convenable en un petit laps de temps, il nous faudrait une vraie maîtrise de ces logiciels.

Les paramètres des essais géologiques et géophysiques du sol de fondation, n'ont pas été pris en considération lors de cette étude, à cause du manque de données sur ces paramètres.

Les données géotechniques du bureau d'étude, ne sont pas assez explicitées. En effet, nous avons plusieurs omissions, dont la plupart des caractéristiques mécaniques du sol et toutes les données relatives aux glissements, tassement ainsi que les données sur le voisinage et leurs mitoyennetés.

0. 4. PERSPECTIVES :

L'autre aspect intéressant d'un tel projet, en dehors de la maîtrise du calcul et du dessin, est d'innover. En effet, pouvoir créer, imaginer et calculer d'autres types de constructions nouvelles plus complexes et plus en accord avec notre économie, écologie et environnement, donnerai plus de cachet à notre travail.

Aussi, consacrer une bonne partie à la prise en compte de manière pertinente de l'interaction en sol de fondation et structure.

Chapitre I :
***PRESENTATION DE
L'OUVRAGE***

I.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre formation en Master 2 professionnel en génie civil, notre mémoire a pour thème : « calcul d'un bâtiment en béton armé de type (R+ 7+1 Sous sols) contreventé par voiles et portiques », proposé par l'entreprise Abriroute KADEM. La construction qui est à usage d'habitation et commercial sera implantée à TIZI-OUZOU, classée selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le sol de fondation est de capacité portante 3,00 Bar (0,3Mpa).

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

La structure est formée de portiques et de voiles en béton armé. Sa configuration géométrique n'est pas régulière en plan. Les dimensions sont résumées dans le schéma suivant.

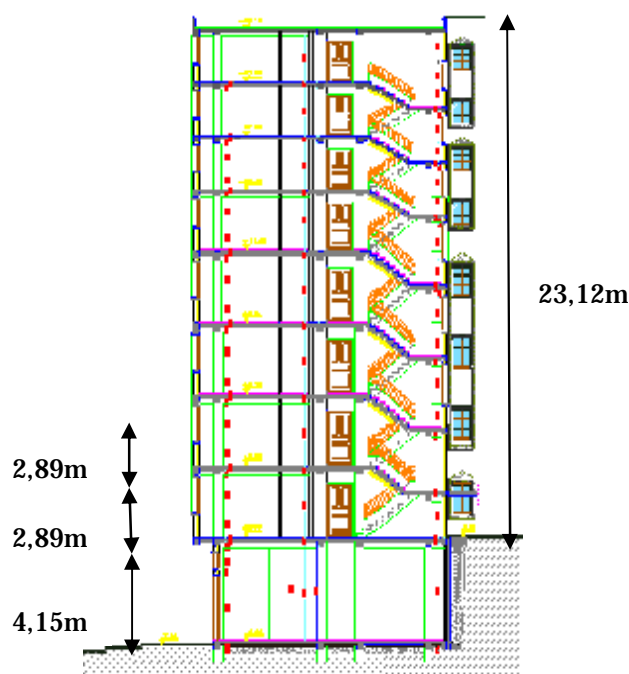


Figure I.2 : Coupe B-B

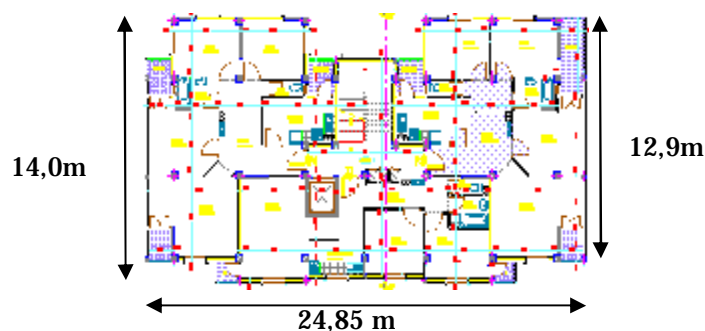


Figure I.1 : Vue en plan du RDC

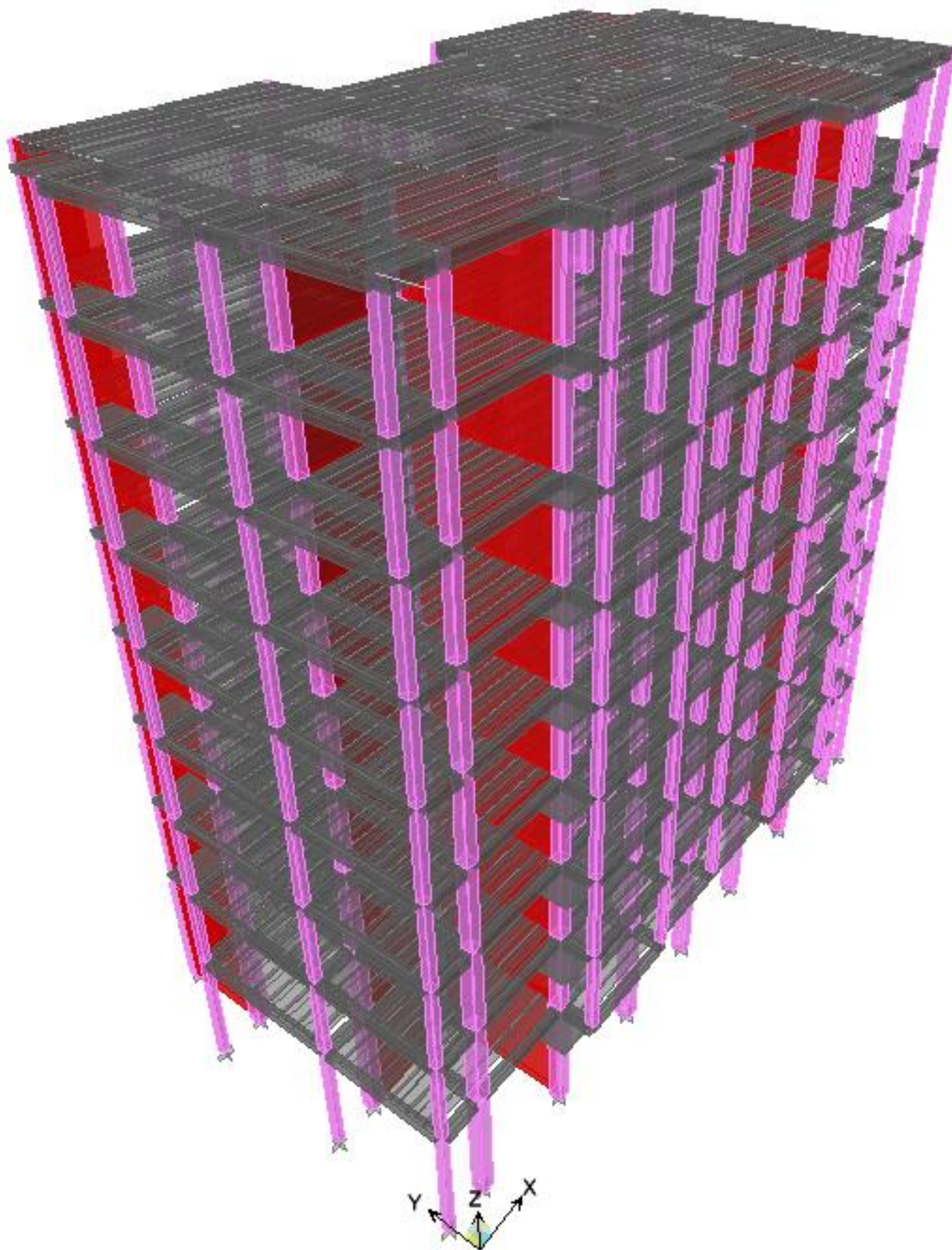


Figure I.3 : Vue du bâtiment en trois dimensions.

I.3 LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I.3.1 L'ossature :

Le bâtiment est d'ossature mixte en béton armé composée de portiques et de voiles.

a. Les portiques :

Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

b. Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

c. Les planchers :

Ce sont des surfaces horizontales qui assurent deux fonctions principales, à savoir :

La fonction de résistances mécaniques : supporter leur poids propres et le poids des surcharges d'exploitations.

La fonction d'isolation : assurer l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Deux types de planchers sont à étudier dans cette structure :

- **Planchers à corps creux :** réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Dalle pleine en béton armé :** prévue pour les balcons .

I.3.2 Le remplissage :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

1. **Murs extérieurs :** ce sont des murs en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm ($10 + 5 + 10 = 25\text{cm}$).
2. **Murs de séparations intérieures :** ce sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.3 Les revêtements:

- Mortier de ciment pour murs extérieurs et façades,
- Enduit en plâtre pour cloisons intérieures et plafonds,
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les cuisines et salles d'eau.

I.3.4 Les éléments secondaires :

a. Les escaliers:

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers qui assure la circulation vers tous les niveaux. Ils sont en paillasse adjacentes avec paliers intermédiaires, réalisés en béton armé coulé sur place.

b. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine.

c. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

d. L'acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur.

I.3.5 Le coffrage :

Un coffrage traditionnel en bois et métallique est utilisé de façon à limiter le temps d'exécution.

1.4 CARACTERISTIQUES DU SOL :

Nous exploitons les données du bureau d'étude : « ABRIROUTE » pour les données relatives au sol de fondation. Ainsi, celui-ci rapporte que la structure est implantée sur un bon sol d'un taux de travail de 3,00 bars (contrainte admissible) qui est à une profondeur de 2.80 m. Le sol est donc classé d'après la classification du RPA2003 : sol ferme.

I.4.1 Définition d'un sol ferme :

Chaque type de sol est caractérisé par des caractéristiques géologiques, géotechniques et géophysiques, qui le font différencier d'un sol à un autre. En effet, une bonne reconnaissance des sols conduit à les classer parmi différents types de sites, suivant leurs caractéristiques.

Le Règlement parasismique Algérien donne une définition simple de ces sites (tableau I.1). Au moyen de l'essai pressiométrique, le laboratoire en charge de l'étude de ce présent projet a défini le sol de fondation de cet ouvrage, comme étant un sol ferme.

Site	Type de sol	q_c [MPa]	N	PI [MPa]	E_p [MPa]	q_u [MPa]	V_s [m/s]
S1	Rocheux			>5	>100	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥ 400 - <800
S3	Meuble	1.4 - 15	10- 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	≥ 200 - <400
S4	Très meuble	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥ 100 - <200

Tableau I.1 : Classification des sites.

I.5 LES REGLEMENTS UTILISES:

Le calcul de cet ouvrage est conforme aux règlements suivants :

- BAEL91 modifié en 1999 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites,
- RPA99 modifié 2003 : règlement parasismique algérien,
- DTR B.C.2.2 : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.

I.6 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.6.1 Le béton :

C'est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosée à 350kg/m^3 de ciment portland artificiel 325(CPA325). Du point de vue mécanique le béton est définit par:

a. Sa résistance caractéristique à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge est notée f_{c28} , elle est prise égale à 25 MPa. L'entreprise de réalisation se doit d'adopter cette valeur.

b. Sa résistance caractéristique à la traction (art A.2.1,12 BAEL 91) :
Conventionnellement elle est définie comme suit :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{D' où : } f_{t28} = 2,1 \quad [\text{Mpa}]$$

c. Ses contraintes limites :

- **Contrainte limite à la compression (art A.4.3,41 BAEL91) :** Elle est définie par l'expression suivante:

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ en situation courante,

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : coefficient fonction de la durée d'application des actions :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures ($t > 24\text{h}$).

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1heure et 24heures ($1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$).

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1heure. ($t < 1\text{h}$).

- **Contrainte limite ultime de cisaillement (art A.5.1.21 BAEL 91) :**

$\tau_u = \min [0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}]$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}]$ pour la fissuration préjudiciable.

- **Contrainte limite de service à la compression (art A.4.5.2BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} = 0,60 \times f_{c28} = 0,60 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

d. Son module d'élasticité : Il est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules d'élasticité:

- **Module d'élasticité longitudinale instantané (art A.2.1. 21BAEL91) :** Lorsque la contrainte est appliquée en un temps inférieur à 24 heures. Il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{d'où : } E_i = 32164,195 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité longitudinale différé (art A .2 .1. 22 BAEL 91) :** Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée. Ainsi, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{d'où : } E_v = 10819 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

e. Son module de déformation transversale :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

ν : coefficient de poisson

E : module de Young

f. Son coefficient de poisson (art A.2. 1. 3 BAEL 91) : C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$: à l'état limite de service

$\nu = 0$: à l'état limite ultime

g. Son diagramme de contraintes-déformations : Dans le calcul du béton armé relatif aux états limite, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- Etat limite ultime : Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture). Nous utilisons pour le béton un diagramme non linéaire dit : Parabole-Rectangle. Celui-ci est décrit sur la figure I.4.

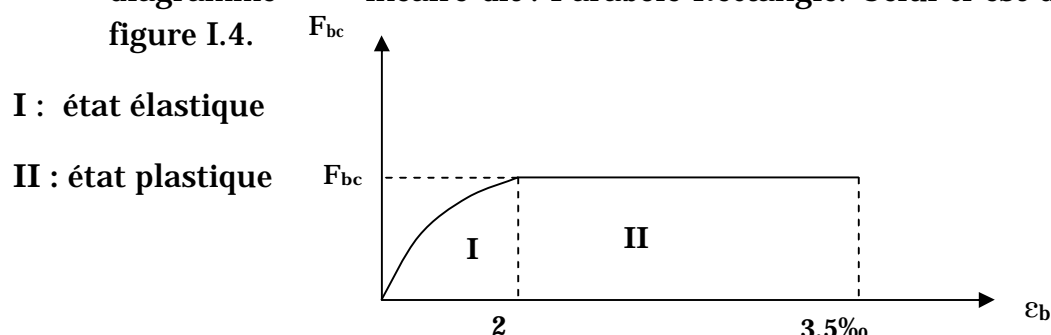


Figure I.4:Diagramme des contraintes- déformations du béton à l'ELU

(Art A.3.4 BAEL 91).

Le diagramme est composé :

D'un tronc de courbe parabolique. Sa déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).

D'une partie rectangle relative à l'état plastique, de déformation $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$

- Etat limite de service : C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :
- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)

- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule:

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa (art 4 -5 .2 BAEL91).}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure I.5

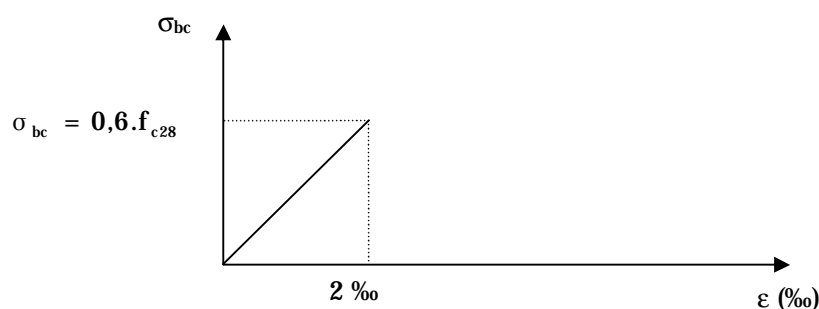


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

I.6.2 L'acier :

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Pour cette structure, des aciers en barres et en treillis sont utilisés.

a. **Caractéristiques des aciers utilisés :** Leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau I.1.

Types d'aciers	Nominations	Symboles	Limites d'élasticité Fe [Mpa]	Résistances à la rupture	Allongements relatifs à la Rupture (‰)	Coefficients de fissuration	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Rond lisse FeE 235	R L	235	410 - 490	22‰	1	1
	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés (T S) TLE 520($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

b. Limite d'élasticité longitudinale : Elle est notée « E_s ». Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

c. Diagramme contrainte-déformation de calcul : Dans le calcul relatif aux états limite, on utilise le diagramme simplifié suivant :

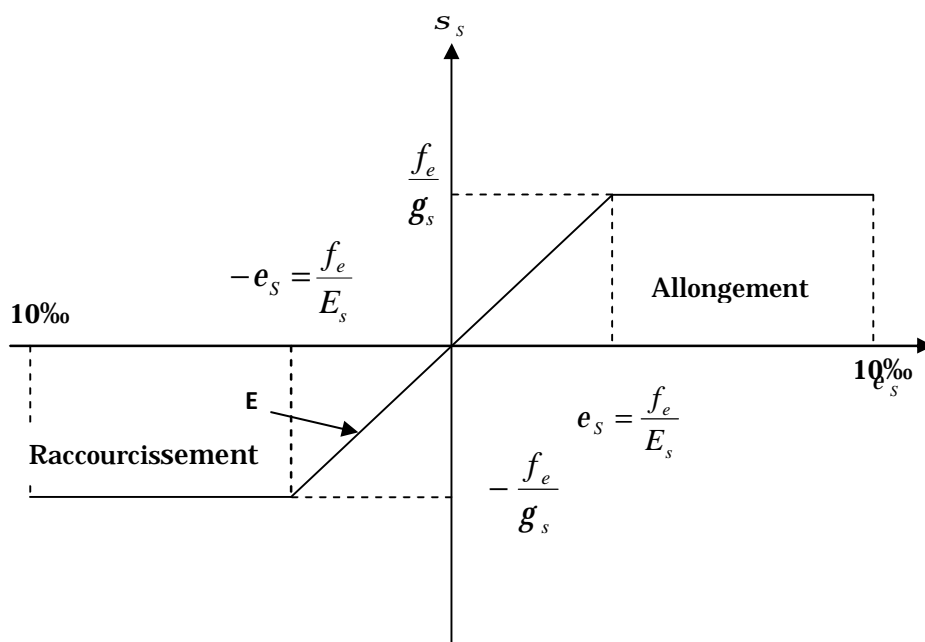


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

d. Contrainte limite ultime d'élasticité (art A.2.2, 2 BAEL91) :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1,15$ en situation durable et $\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle)

e. Contrainte admissible à L'ELS (art A.4.5 BAEL91) :

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_{st} = f_e$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e, 110\sqrt{\eta}f_{t28}\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{0,5f_e, 90\sqrt{\eta}f_{t28}\}$

f. Protection des armatures (art A. 7.2 .4 BAEL 91) : Dans le but d'avoir un bétonnage correct et pour protéger les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins et pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- $C \geq 3\text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Sachant que notre structure à usage d'habitation est implantée à Tizi-Ouzou, ville située à une vingtaine de kilomètre de la méditerranée (à vol d'oiseaux), on opte pour un enrobage de $c = 2\text{ cm}$.

Chapitre II

***PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS***

II.1 INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles.

II.1.1 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges provenant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Leurs dimensions sont données par les relations suivantes :

Hauteur : $L / 15 \leq h_t \leq L / 10$.

Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.

Longueur libre entre nus d'appuis : $L = L_{\max}$

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Le pré dimensionnement sera effectué pour les deux types de poutres.

D'après le plan d'architecture, les dimensions des poteaux sont de (40×40) cm².

a. Poutre principales :

Niveau 0,00 m, axes 1, $L_{\max} = 5,10 - 0,40 = 4,70$ m

La hauteur de la poutre est:

$(470\text{cm}/15) \leq h_t \leq (470\text{cm}/10) \Rightarrow 31,3\text{cm} \leq h_t \leq 47\text{cm}$, soit $h_t = 40\text{cm}$.

La largeur de la poutre est :

$0,4 h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm}$. Pour des raisons pratiques et sécuritaire on opte pour une largeur $b = 30\text{cm}$.

- Vérification des exigences du RPA 99 (art 7-5-1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h_t / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées.}$$

Pour assurer une continuité des barres et un ferrailage rapide, on opte pour des poutres principales de 40 cm de hauteur et de 30 cm de largeur.

b. Poutres secondaires :

La hauteur de la poutre est:

$L_{\max} = 3,70 - 0,40 = 3,30\text{m}$ d'où $330/15 \leq h_t \leq 330/10 \Rightarrow 22\text{cm} \leq h_t \leq 33\text{cm}$. Soit $h_t = 35\text{cm}$ pour vérifier les conditions du RPA.

La largeur de la poutre est :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$, soit $b = 25\text{cm}$. Pour réaliser un ferrailage rapide on prend $b = 30\text{cm}$.

- Vérification des exigences du RPA 99 (art 7-5-1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} \\ h_t = 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ h_t / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées.}$$

Conclusion : Poutres principales (40×30) cm².
Poutres secondaires (35×30) cm².

II.1.2 Les planchers :

Un plancher est une partie horizontale séparant deux niveaux d'un bâtiment. Il est capable de supporter les charges et surcharges puis de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il existe deux types de planchers : Plancher en corps creux et plancher dalle pleine.

Dans notre cas les planchers sont réalisés en corps creux, ils sont constitués des éléments suivants :

- Un remplissage en corps creux réalisé en béton servant de coffrage perdu d'une part et d'isolant phonique et thermique d'autre part.
- Une dalle de compression en béton armé ferrillée d'un quadrillage d'armatures avec des treillis soudés.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

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

Avec :

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas la portée libre maximale est de : $370 - 40 = 330\text{ cm}$.

e_p : épaisseur du plancher. D'où $e_p = 330/22.5$ soit $e_p = 14,66\text{ cm}$.

Nous retiendrons $e_p = 20$ cm soit un corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

Les caractéristiques du plancher sont illustrées sur la figure suivante :

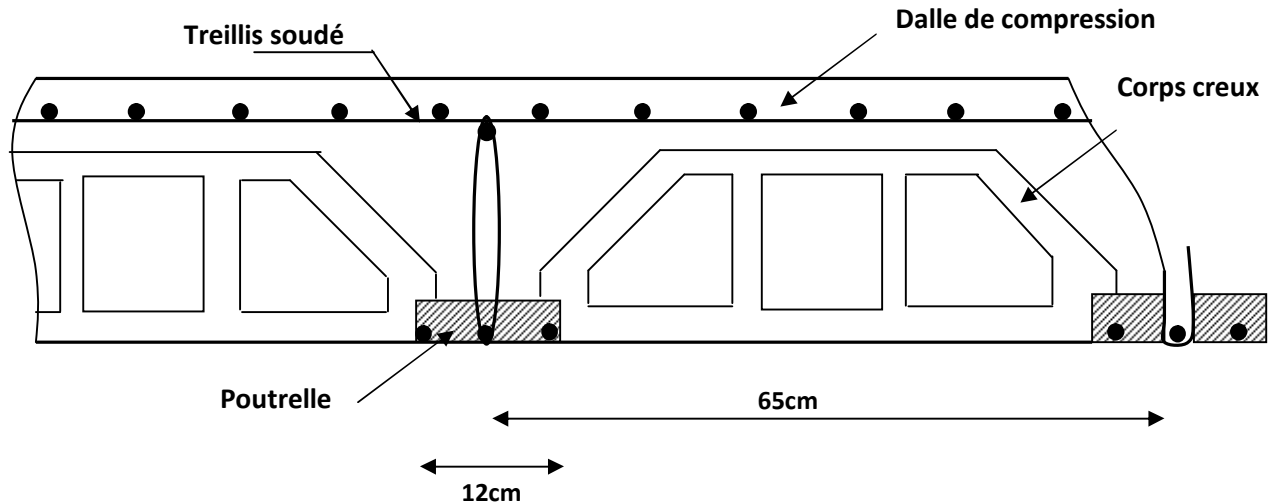


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher

II.1.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, carré, circulaire, polygonale...), ils travaillent en flexion composée (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal, suivant la formule : $N = G + Q$.

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

N_{\max} : Effort normal maximal à la base du poteau.

II.2 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

Pour faire la descente de charges, on détermine d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.2.1 Les charges permanentes :

a. Plancher terrasse (inaccessible) :

Un plancher terrasse peut être accessible ou non accessible comme dans notre cas, il est recouvert, pour la plus part du temps, par un champ de gravier, les différentes couches qui le composent sont illustrées sur la figure II.2 :

1- Protection lourde (gravier roulé) (ep = 5cm).....	1,00 KN/m ²
2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....	0,19 KN/m ²
3- Forme de pente (ep = 7cm).....	1,55 KN/m ²
4- Pare vapeur (feuille polyane).....	0,01 KN/m ²
5- Isolation thermique en liège (ep = 5cm).....	0,20 KN/m ²
6- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,85 KN/m ²
7- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m ²
	G = 6,00 KN/m²

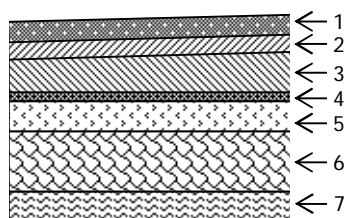


Figure II.2: Coupe verticale du plancher terrasse.

b. Planchers étages courants (corps creux):

Comme il est défini précédemment c'est une surface horizontale séparant deux niveau successifs il est composé de plusieurs couches illustrées sur la figure II.3

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m ²
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	0,54 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	0,66 KN/m ²
4- Plancher corps creux (16+4cm).....	2,85 KN/m ²
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m ²
6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm).....	0,90 KN/m ²
	G = 5,55 KN/m²

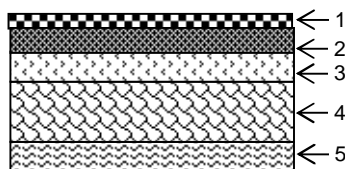


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher étage courant.

c. dalle pleine (balcon) :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes, dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur **Figure II.4.**

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	0,40 KN/m ²
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	0,54 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	0,66 KN/m ²
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm).....	3,75 KN/m ²
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	0,20 KN/m ²
	G = 5,55 KN/m²

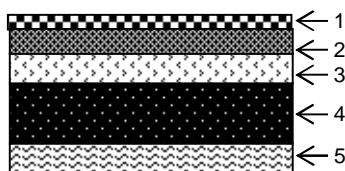


Figure II.4 Coupe verticale de la dalle pleine.

d. Acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il est schématisé sur la figure II.5. Le poids propre de l'acrotère est

Pour une bande de 1m : $G = \rho_b \times S$

$$G = 25[(0,5 \times 0,01) + (0,2 \times 0,07) + (0,3 \times 0,2) / 2]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

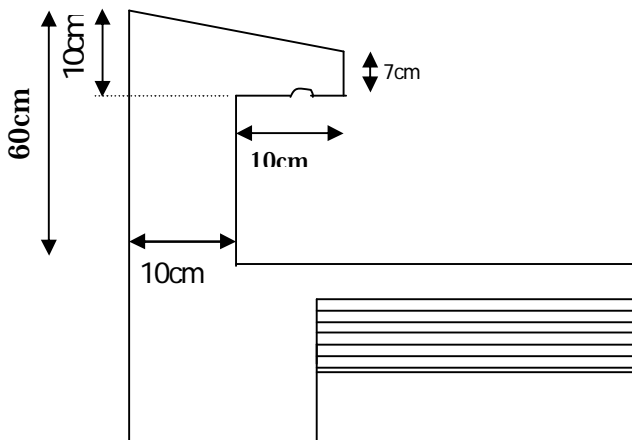


Figure II.5 : Coupe verticale de l'acrotère.

e. Murs :

• Mur extérieur :

C'est une seul cloison de 25cm d'épaisseur, dont la schématisation est donnée sur la figure II.6.

- 1- Enduit extérieur ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,36KN/m²
 - 2- Brique creuse ($e_p = 10\text{ cm}$)..... 0,9KN/m²
 - 3- Lamé d'aire ($e_p = 5\text{ cm}$)
 - 4- Brique creuse ($e_p = 10\text{cm}$).....0,9KN/m²
 - 5- Enduit intérieur ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,24KN/m²
- $G = 2,4\text{KN/m}^2$

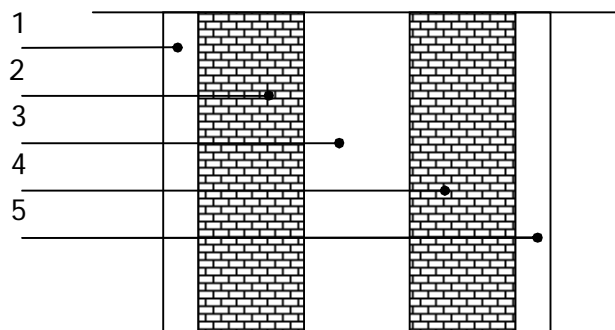


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

• Murs intérieur :

- 1- Enduit extérieur ($e_p = 2\text{cm}$).....0,36KN/m²
 - 2- Brique creuse ($e_p = 10\text{ cm}$).....0,9KN/m²
 - 3- Enduit extérieur ($e_p = 2\text{cm}$).....0,36KN/m²
- $G = 1,62\text{KN/m}^2$

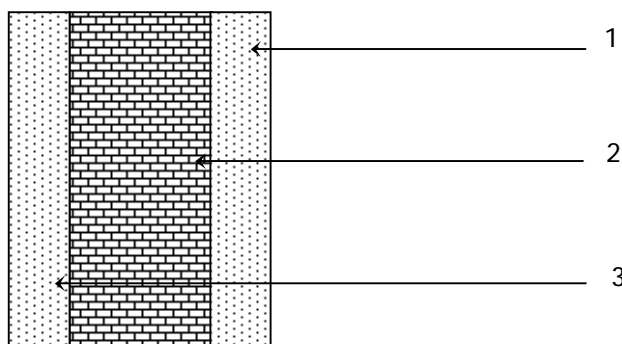


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

II.2.1 Les surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m²
- Plancher courant..... .1,5KN/ m²
- Escalier..... 2,5KN/m²
- Balcon..... 3,5KN/m²
- Acrotère..... 1 KN/m²

II.3 DESCENTE DE CHARGES :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une manière générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) , appelées surfaces d'influences . L'effort normal N revient au poteau le plus sollicité (voir figure II.8).

II.3.1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité (E.5) :

a. Surface d'influence : La surface d'influence est calculée comme suit :

$$S=(4,00-0,30)\times(5,03-0,30)=17,501\text{m}^2$$

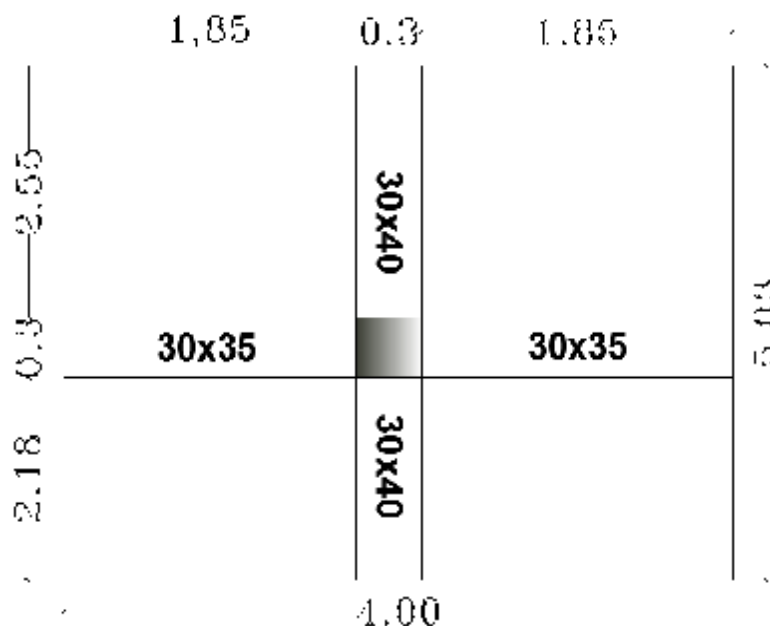


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau E.5

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : G= 6,00 KN
- Plancher étage courant : G=5 ,55 KN

c. **Poids revenant à chaque plancher** : Le poids du plancher est le résultat de la valeur de sa charge permanente par sa surface ($P=G \times S$).

- Plancher terrasse : $P=6,00 \times 17,501=105\text{KN}$
- Plancher étage courant : $P=5,55 \times 17,501=97,13\text{KN}$

d. **Poids revenant à chaque poutre** :

- Poutres principales : $P=[(2,55 \times 0,4 \times 0,3)+(2,185 \times 0,4 \times 0,3)] \times 25=14,2\text{KN}$
- Poutres secondaires : $P=(1,85 \times 0,35 \times 0,3)+(1,85 \times 0,35 \times 0,3) \times 25=9,71\text{KN}$

Le poids totale des poutres est : $14,2 + 9,71 = 23,91\text{KN}$

e. **Surcharges d'exploitation** : La surface d'influence est calculée pour les différents planchers, comme suit : $S_Q=(5,03 \times 3,70)-0,3^2=18,521 \text{ m}^2$.

- Plancher terrasse : $Q_T=1,00 \times 18,521=18,521\text{KN}$.
- Plancher étage courant : $Q_1=Q_2=Q_3=\dots=Q_9=1,5 \times 18,521=27,8\text{KN}$.

II.3.2 : Loi des dégressions des charges en fonction du nombre d'étages :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où l'occupation des divers niveaux peut être considéré comme indépendante. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de charge est de 05 niveaux et, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

a. **Coefficient de dégression de charge** : figure II.9.

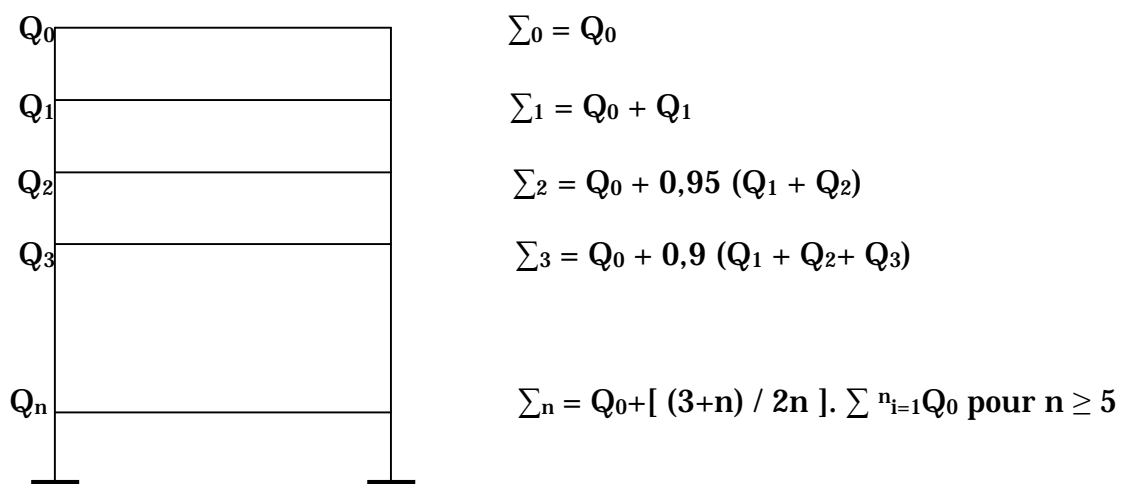


Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

b. Coefficients de dégression des surcharges (Art 6.3 DTR BC 2.2) :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites selon le tableau indiqué ci-dessus :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	RDC	S-sol
Coefs	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

Tableau II.1 : coefficient de dégression de surcharges.

c. Surcharges cumulées :

$$Q_0 = 18,521 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 18,521 + 27,8 = 46,32 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,521 + 0,95(2 \times 27,8) = 71,34 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,521 + 0,9(3 \times 27,8) = 93,58 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,521 + 0,85(4 \times 27,8) = 113,04 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,521 + 0,8(5 \times 27,8) = 129,72 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,521 + 0,75(6 \times 27,8) = 143,62 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18,521 + 0,714(7 \times 27,8) = 157,46 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_{\text{RDC}}) = 18,521 + 0,687(8 \times 27,8) = 171,31 \text{ KN}$$

d. Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (E.5):

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G _{total}	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N=G _c +Q _c	S _c ≥ N/σ _b	Section adoptée
7	105	23,91	0,00	128,91	128,91	18,52	18,52	147,43	98,28	30×30
6	97,13	23,91	6,5	127,54	256,45	27,8	46,32	303,15	202,1	30×30
5	97,13	23,91	6,5	127,54	384	27,8	74,12	458,87	458,87	30×30
4	97,13	23,91	6,5	127,54	511,39	27,8	101,92	614,6	409,72	35×35
3	97,13	23,91	8,85	129,9	641,3	27,8	129,72	772,3	514,85	35×35
2	97,13	23,91	8,85	129,9	771,2	27,8	157,52	930	620	35×35
1	97,13	23,91	8,85	129,9	901,1	27,8	185,32	1087,7	725,12	40×40
RD C	97,13	23,91	11,56	132,6	1033,7	27,8	213,12	1248,44	832,3	40×40
S- sol	97,13	23,91	16,6	137,64	1171,33	27,8	240,92	1535,64	1023,76	45×45

Tableau II.2 : Descente de charge et dimensionnement des poteaux.

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA(ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

e. Vérification relatives aux exigences du RPA : (Art 7.4.1 RPA99 version 2003) :

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leurs hauteur (h_e) en une seule fois (les dèes de calage sont interdits).
- Les dimensions de la section transversale des poteaux, en zone II_a, doivent satisfaire les conditions suivantes (figure II.10):

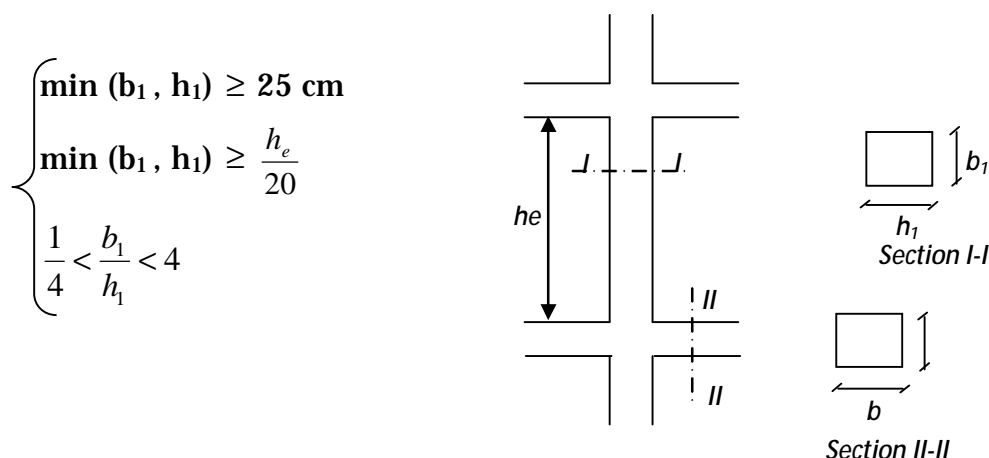


Figure II.10 : coupe verticale d'une fille de portiques

- **Poteaux 30×30 :**

$\min(30,30)=30\text{cm}\geq 25\text{cm}$condition vérifiée.

$\min(30,30)=30\text{cm}\geq \frac{h_e}{20} = 269/20 = 13,45$condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < 30/30 = 1 < 4$ condition vérifiée.

- **Poteaux 45×45:**

$\min(45,45)=45\text{cm}\geq 25\text{cm}$condition vérifiée.

$\min(45,45) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = 395/20 = 19,75$ condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < 45/45 = 1 < 4$ condition vérifiée.

f. Vérifications des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$l = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec :}$$

l : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$)

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\text{A.N : } \lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow l = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Section du poteau (cm)	30 x 30	35 x 35	40 x 40	45x45
Elancement (l)	21,74	18,63	16,30	21,28

Tableau II.3 élancements des poteaux .

$l < 50 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : Pas de risque de flambement.

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : (ART 7.7.1 RPA 99 VERSION 2003) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal et d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 2003, leurs pré dimensionnement s'effectue comme suit :

a. Epaisseur du voile « e » : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

La hauteur du sous-sol : $h_e = 4,15 - 0,20 = 3,95\text{m}$

$$e_{\max} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{395}{20} = 19,75\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 20\text{cm}$$

la hauteur du RDC et étage courant :

$$h_e = 2,89 - 0,2 = 2,69\text{m}$$

$$e_{\max} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{269}{20} = 13,45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e = 20\text{cm}$$

b. Largeur du voile : On considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $l \geq 4e$

$$l \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \quad \Rightarrow \quad l \geq 80\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

l : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

Chapitre III

***CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES***

III.1 CALCUL DES PLANCHERS :

III.1.1 Introduction :

Le calcul s'effectue pour le plancher le plus sollicité. Il est constitué en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Tous les planchers du présent bâtiment sont en corps creux, hormis les planchers des balcons, le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et la dalle couvrant celui-ci, qui sont prévus en dalle pleine.

Le plancher en corps creux est constitué;

1. De nervures, appelées poutrelles de section en T.
2. De corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 65cm de longueur et de 16 cm de hauteur.
3. D'une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature (treillis soudés) ayant pour buts de:

- Limiter les risques de fissuration par retrait;
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites;
- Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines,

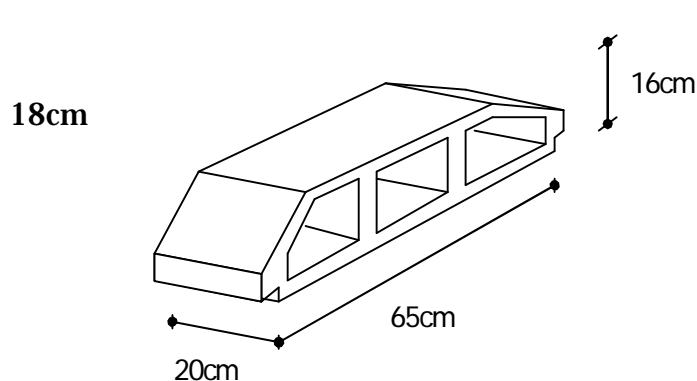


Figure III.1 : Schéma d'un corps creux

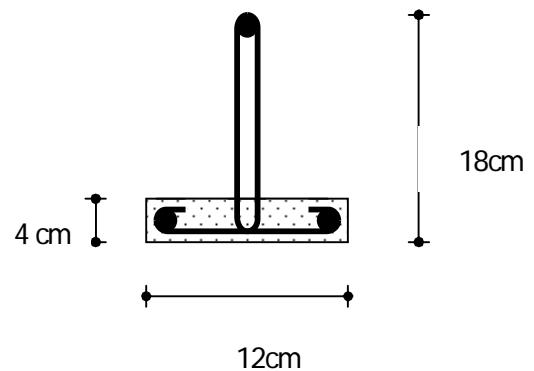


Figure III.2 : Coupe verticale de la poutrelle



Figure III.3 : Coupe verticale du plancher corps creux

III.1.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).

La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression. Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée, qui participe à la capacité de résistance en flexion.

a. Dimensions de la section en Té :

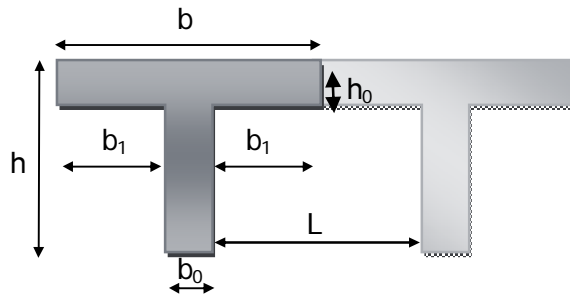


Figure III.4 Dimension de la poutrelle.

$h = 16+4 = 20$ cm: hauteur de la section,

$h_0 = 4$ cm: épaisseur de la dalle de compression,

$c = 2$ cm: enrobage,

b_1 : largeur de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie, elle est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \dots\dots\dots(1) \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \dots\dots\dots(2) \\ b_1 \leq \frac{2}{3}x \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.} \\ L_1 : \text{Portée libre maximale entre nus d'appuis.} \\ x : \text{Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.} \end{array} \right.$

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{370-40}{10} = 33 \text{ cm,}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{470}{2} \right) = 156,66 \text{ cm,}$$

$b_1 \leq 26.5 \text{ cm}$, on prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$,

Sachant que :

b : largeur de la dalle de compression,

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

b. Calcul d'armatures :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4 \times L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : distance entre axes des poutrelles.

On adopte une section : $A = 0,63 \text{ cm}^2$,

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$.

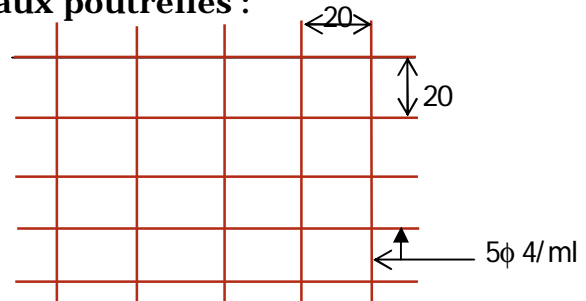


Figure III. 5 : Treillis soudé

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section A que précédemment :

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

III.1.3 Calcul de la poutrelle :

Son calcul est établi suivant deux états :

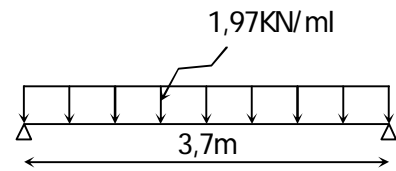
a. Avant le coulage : Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ Kg/ml}$,
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ Kg/ml}$,
- poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ Kg/m}$.

- **Combinaisons d'actions :** Le ferrailage se fait à l'ELU comme suit :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,97 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$



- **Calcul du moment isostatique :** **Figure III.6 Schéma statique de la poutrelle**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,97 \times 3,70^2}{8} = 2,68 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,97 \times 3,7}{2} = 3,25 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{2,68 \times 10^3}{12 \times 1^2 \times 14,2} = 15,72 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A).}$$

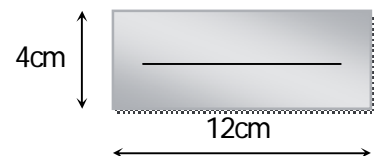


Figure III.7 : section à ferrailer

Conclusion : Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle et qu'elle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage de la dalle de compression : Après coulage de la dalle de compression. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher d'étage courant : $G = 5,55 \times 0,65 = 3,607 \text{ KN/ml}$,
- poids du plancher terrasse : $G = 6,00 \times 0,65 = 3,9 \text{ KN}$,
- surcharge d'exploitation d'étage courant: $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$,
- surcharge d'exploitation de la terrasse : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$,
- poids de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison de charges :**

Plancher d'étage courant :

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

$$q_u = 1,35(3,607 + 0,12) + 1,5 \times 0,975 = 6,5 \text{ KN/ml.}$$

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

$$q_s = (3,607 + 0,12) + 0,975 = 4,702 \text{ KN/ml.}$$

Plancher terrasse inaccessible:

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

$$q_u = 1,35[(6 \times 0,65) + 0,12] + 1,5 \times 0,65 = 6,402 \text{ KN/ml.}$$

ELS: $q_s = (3,9 + 0,12) + 0,65 = 4,67 \text{ KN/ml.}$

III.1.4 Choix de la méthode de calcul :

Pour déterminer les moments en travées, en appuis ainsi que les efforts tranchants, trois méthodes sont à développer :

- a. La méthode forfaitaire,
- b. La méthode des trois moments.

a. Méthode forfaitaire : Son application est établie après vérification des conditions suivantes:

- La charge $Q \leq \text{Max}(2G; 5 \text{ KN/ml})$,
- L'inertie est constante sur toutes les travées de la poutre,
- La fissuration est non préjudiciable,
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
Soit : $0,8 < l_i / l_{i+1} < 1,25$

Dans notre cas, nous avons :

- $Q = 0,975 \leq \text{Max}(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$ avec $2G = 8,04 \text{ KN/ml}$ **vérifiée.**
- L'inertie est constante tout le long de la poutre.....**vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements..... **vérifiée.**
- $0,8 < L_i / L_{i+1} < 1,25$
 $\frac{1,5}{3,7} = 0,4 < 0,8$ **non vérifiée.**

Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique donc, la méthode des trois moments.

b. Méthode des trois moments :

- **Rappel de la méthode:**

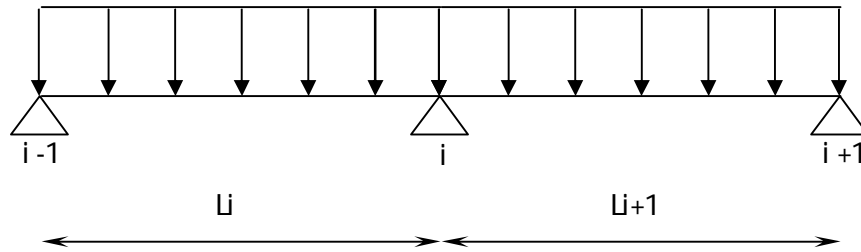


Figure III.8 : schéma de calcul par la méthode des trois moments.

- **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = 6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec :

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} : moments aux appuis $i-1$, i et $i+1$ respectivement.

W_i^g , W_i^d : Rotations à gauche et à droite de l'appui i , respectivement.

$$\begin{cases} W_i^g = q_i \frac{L_i^3}{24EI_i} \\ W_i^d = q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}} \end{cases}$$

- **Equation simplifiée :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

- **Moment en travées :**

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X_i \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(X_i) = q \cdot \frac{L_i}{2} \cdot X_i - q \cdot \frac{X_i^2}{2}$$

$M(X_i)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire $X_i = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$

- **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_i}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

III.1.5 Calcul à l'ELU :

a. Plancher étage courant : On exécute deux calculs distincts, pour :

- Les poutrelles à huit travées.
- Les poutrelles à deux travées.

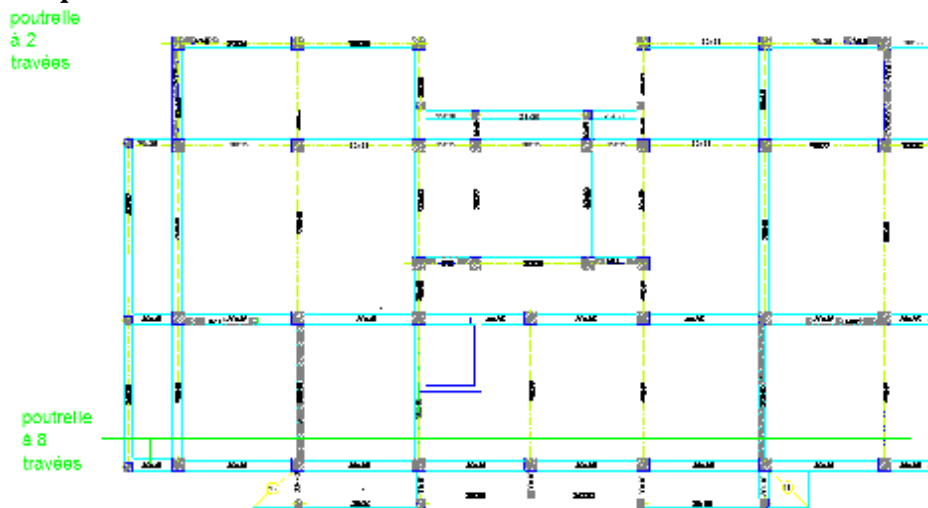


Figure III.9 : Types de poutrelles utilisées

b. Poutrelles à 8 travées :

- Calcul des moments aux appuis :

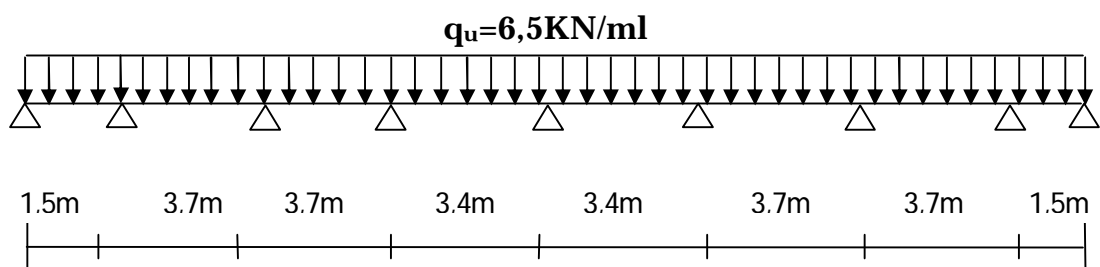


Figure III.10 : Schéma statique de la travée

$$\text{Appui 1 : } 3M_1 + 1,5M_2 = -0,843 q_u$$

$$\text{Appui 2 : } 1,5M_1 + 10,4M_2 + 3,7M_3 = -13,507 q_u$$

$$\text{Appui 3 : } 3,7M_2 + 14,8M_3 + 3,7M_4 = -25,32 q_u$$

$$\text{Appui 4 : } 3,7M_3 + 14,2M_4 + 3,4M_5 = -22,49 q_u$$

$$\text{Appui 5 : } 3,4M_4 + 13,6M_5 + 3,4M_6 = -19,652 q_u$$

$$\text{Appui 6 : } 3,7M_5 + 14,2M_6 + 3,4M_7 = -22,49 q_u$$

$$\text{Appui 7 : } 3,7M_6 + 14,8M_7 + 3,7M_8 = -25,32 q_u$$

$$\text{Appui 8 : } 3,7M_7 + 10,4M_8 + 1,5M_9 = -13,507 q_u$$

$$\text{Appui 9 : } 1,5M_8 + 3M_9 = -0,843 q_u$$

La résolution du système d'équations, nous donne les moments aux appuis suivant:

$$M_1 = 0,161q_u = 1,046 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = M_4 = -6,82 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -0,882q_u = -5,73 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = M_3 = -7,93 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -1,22q_u = -7,93 \text{ kN.m}$$

$$M_8 = M_2 = -5,73 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -1,05q_u = -6,82 \text{ kN.m}$$

$$M_9 = M_1 = 0,161q_u \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -0,896q_u = -5,82 \text{ kN.m}$$

Remarque : $M_1 = M_9$, $M_2 = M_8$, $M_3 = M_7$, $M_4 = M_6$.

• **Calcul des moments en travée :** Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

la position du point dont le moment est maximale est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

$$\text{Travée (1-2) ; } x_1 = 0,05 \text{ m ; } M_{\max} = 1,064 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (2-3) ; } x_2 = 1,76 \text{ m ; } M_{\max} = 6,6 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (3-4) ; } x_3 = 1,89 \text{ m ; } M_{\max} = 6,66 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (4-5) ; } x_4 = 1,74 \text{ m ; } M_{\max} = 5,33 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (5-6) ; } x_5 = 1,65 \text{ m ; } M_{\max} = 5,33 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (6-7) ; } x_6 = 1,8 \text{ m ; } M_{\max} = 6,66 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (7-8) ; } x_7 = 1,76 \text{ m ; } M_{\max} = 6,6 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée (8-9) ; } x_8 = 0,05 \text{ m ; } M_{\max} = 1,064 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés par cette présente méthode sont établis pour un matériau homogène. La faible résistance à la traction du béton peut provoquer sa fissuration. Nous allons donc effectuer les corrections suivantes :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées.

On recalcule alors, les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis :

• Calcul des efforts tranchant :

$$V_u(x_i) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$V_u(x_{i+1}) = \frac{-q_u l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.

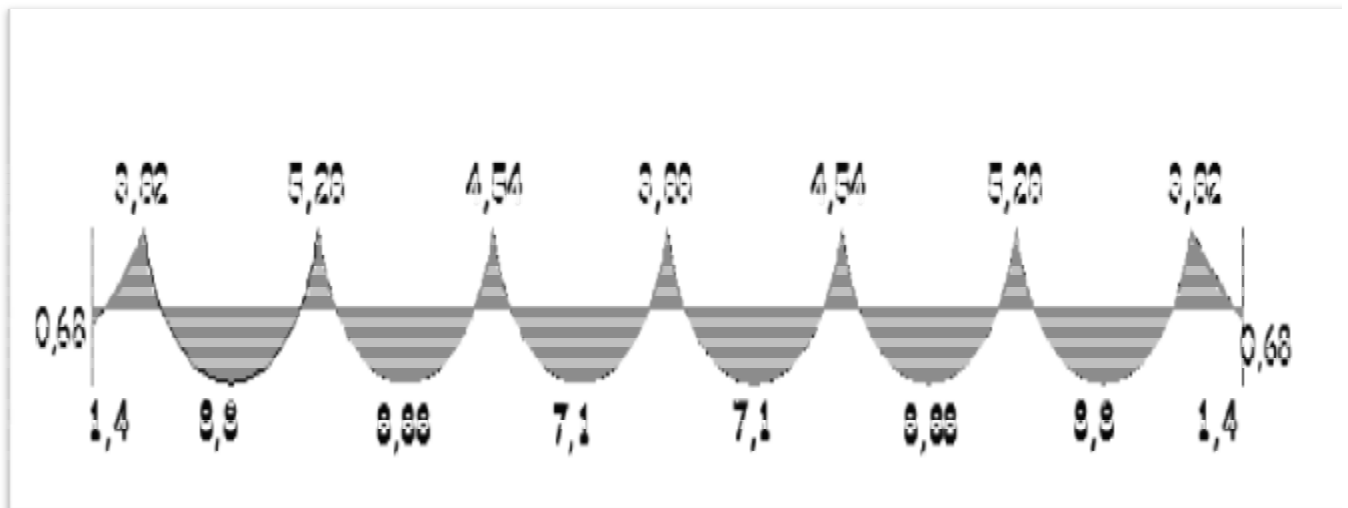


Figure III.11 : Diagramme des moments.

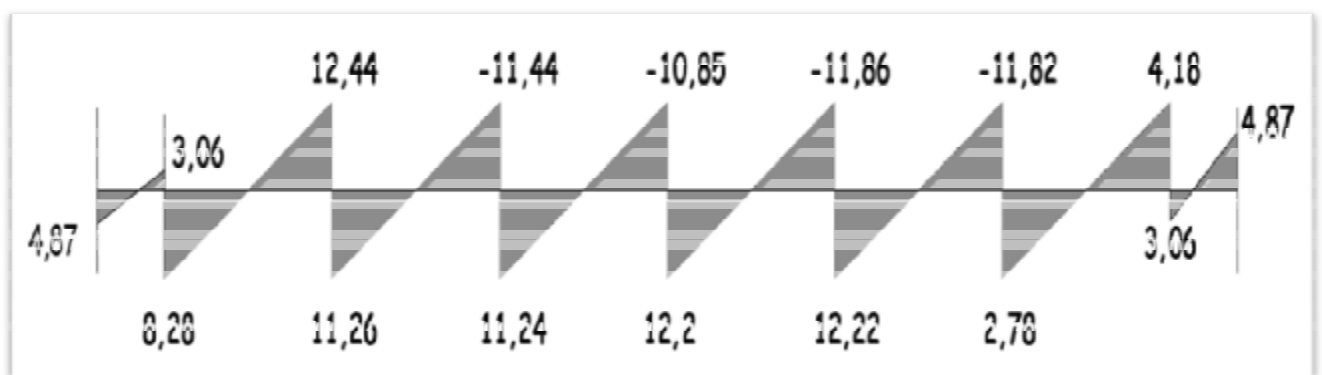


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants.

c. Poutrelle à deux travées :

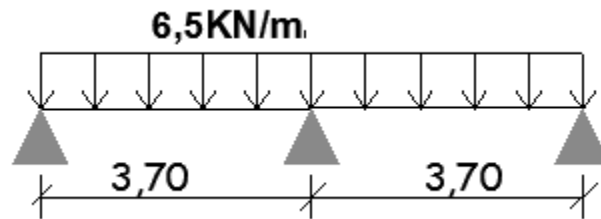


Figure III.13 : Schéma statique de la travée.

$$\text{L'appui 1 : } 7,4 M_1 + 3,7 M_2 = -12,66 q_u$$

$$\text{L'appui 2 : } 3,7 M_1 + 14,8 M_2 + 3,7 M_3 = -25,32 q_u$$

$$\text{L'appui 3 : } 3,7 M_2 + 7,4 M_3 = -12,66 q_u$$

La résolution du système d'équations, nous donne ces moments aux appuis :

$$M_1 = -7,14 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -7,94 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -5,56 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :** On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis.

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

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

Travée (1-2) ; $x_1 = 1,83 \text{ m}$; $M_{\max} = 8,10 \text{ kN.m}$.

Travée (2-3) ; $x_2 = 1,95 \text{ m}$; $M_{\max} = 9,01 \text{ kN.m}$.

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$V_u(x_i) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$V_u(x_{i+1}) = -\frac{q_u l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après.

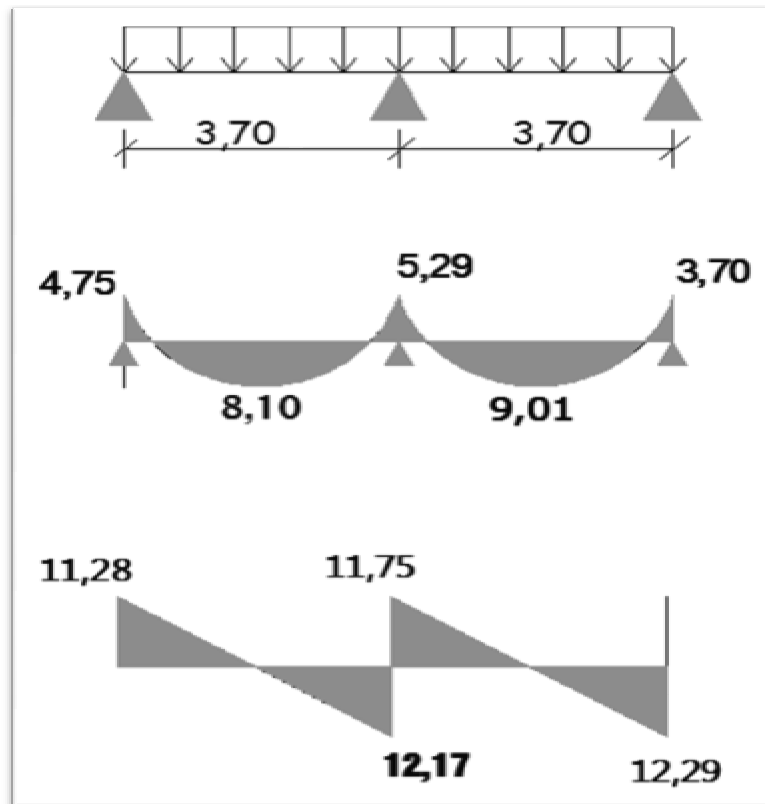


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.1.6 Calcul des armatures :

$M_{\max}^t = 9,01 \text{ KN.m}$ (moment max en travées)

$M_{\max}^a = 5,29 \text{ KN.m}$ (moment max aux appuis).

a. Armatures longitudinales :

- En travée : Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en T.

Le moment équilibré par la table de compression est:

$$M = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

On a: $M_{\max}^t = 9,01 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m}$.

L'axe neutre se situe dans la table de compression \Rightarrow Le calcul se fait comme pour une section rectangulaire $b \times h$ (65×20).

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,01}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,030$$

$$m = 0,03 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9,01 \times 10^4}{0,985 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,46 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5,29 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5,29}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,095.$$

$$m = 0,095 < m_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,29 \times 10^4}{0,985 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

b. Armatures transversales : Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_1^{\max} \right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1 \right) = 0,57 \text{ cm.}$$

Φ_1^{\max} : diamètre maximale des armatures longitudinales.

On opte pour des étriers en $\Phi 6$; Donc : $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t^{\min} \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.1.7 Vérifications du ferrailage à l'ELU:

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91) : Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile, si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers, une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1 /BAEL91 modifié 99) : Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle, prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12,29 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{\max} = 12,29 \text{ KN}$.

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33, 5) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,576 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/Art5.1.313) :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0,9d$.

• **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 4,87 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 12,29 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

• **Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91) :** On doit prolonger les armatures au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$A_{\text{stadoptée}} \geq A_{\text{st min ancrée}} = \frac{V_{\text{umax}}}{\sigma_{\text{st}}} = \frac{4,87 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,14 \text{ cm}^2.$$

Conclusion: Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

• **Appuis intermédiaire (Art A.5.1,321/BAEL91) :** Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul, vis à vis de l'état ultime, M_u est inférieure à $0,9.V_{ud}$, on se doit de prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9d}$$

On doit vérifier que : $M_{\max} > 0,9 \times d \times V_u$

$$M_{\max} = 8,8 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$0,9d.V_{u\max} = 0,9 \times 180 \times 12,29 \times 10^3 = 2 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{\max} > 0,9 \times d \times V_{u\max}$$

Conclusion: Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau = \frac{V_u(b - b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{12,29(650 - 120) \times 10^3}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,78 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,78 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\tau = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 12,29 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,27 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 1,27 \leq \frac{0,8f_{c28}}{Y_{bn}} = 13,3 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification de l'adhérence au niveau des appuis (BAEL91/ Art 6.1,3):

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7,536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u} = \frac{12,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{t}_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g. Calcul du scellement droit :

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$t_q : \tau_{su} = 0,6y^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré, lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à :

- $0,6I_s$ s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- $0,4I_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500 (BAEL1A.6.1.253).

$$L_s = 0,4I_s = 0,4 \times 35,270 = 14,11 \text{ cm.}$$

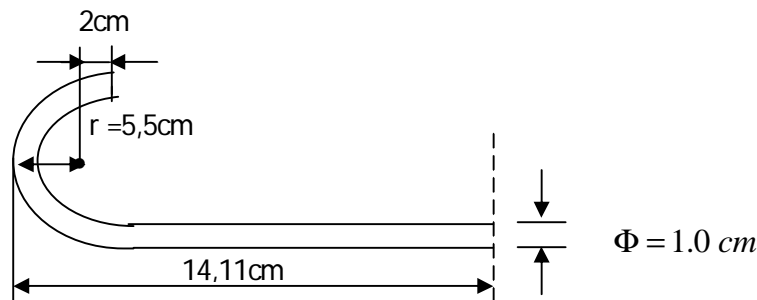


Figure III.15: longueur du scellement droit.

III.1.8 Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

a. **Combinaison de charge à l'ELS :** Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme c'est le cas pour nos poutrelles, on obtient les valeurs à l'ELS, en multipliant les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_s = G+Q = 3,6+0,975 = 4,702 \text{ KN/mL}$$

$$q_u = 6,5 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,702}{6,5} = 0,723$$

b. **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^s = 5,28 \times 0,726 = 3,83 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{3,83 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 154,71 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,039 \times 154,71 = 6,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,03 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,3}{12 \times 18} = 1,065 \Rightarrow \beta_1 = 0,857$$

$$K = 0,050$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 8,88 \times 0,726 = 6,44 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{6,44 \times 10^3}{0,857 \times 18 \times 2,3} = 181,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,05 \times 181,7 = 9,08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,03 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

c. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification de la flèche : Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,054 < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

- **Application numérique :**

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = 3445 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = 486,5 \text{ cm}^2$$

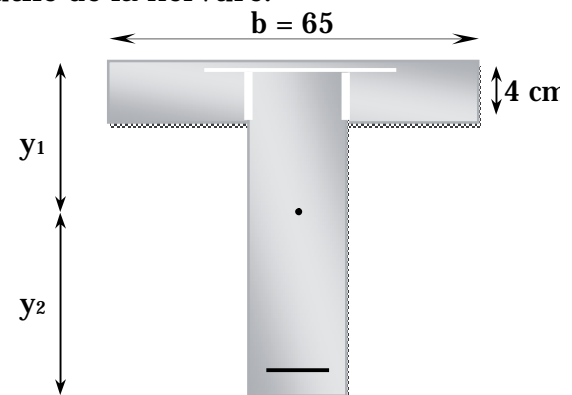


Figure III.16 : coupe verticale de la poutrelle

Avec :

$S_{xx'}$: moment statique par rapport à l'axe x-x, passant par le centre de gravité.

B_0 : section du béton.

$$y_1 = \frac{3445}{486,5} = 7,08 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,08 = 12,92 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 11913,96 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,3}{12 \times 18} = 0,0106 \rightarrow \beta_1 = 0,981 \rightarrow k = 0,0038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6,44 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 2,3} = 158,57 \text{ MPa}$$

La contrainte dans les aciers tendus est : $\sigma_s = 158,57 \text{ MPa}$

- Calcul des coefficients :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0106 \times 158,57 + 2,1} ; 0\right) = 0,416$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{2 + \frac{3 \times 12}{65} \times 0,0106} = 1,55$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 19913,96}{1 + (0,416 \times 1,55)} = 13317,94 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,44 \times 10^6 \times (370)^2}{10 \times 10818,865 \times 13317,94 \times 10^4} = 0,061 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4 \text{ mm} \Rightarrow f < \bar{f}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

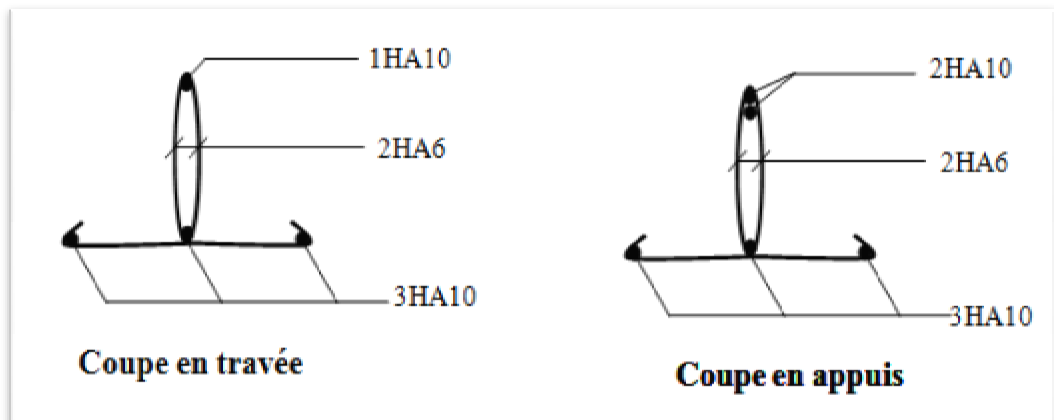


Figure III.17 : ferrailage adopté pour les poutrelles

III.2 CALCUL DES ESCALIERS :

III.2.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU et des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type de bâtiment.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

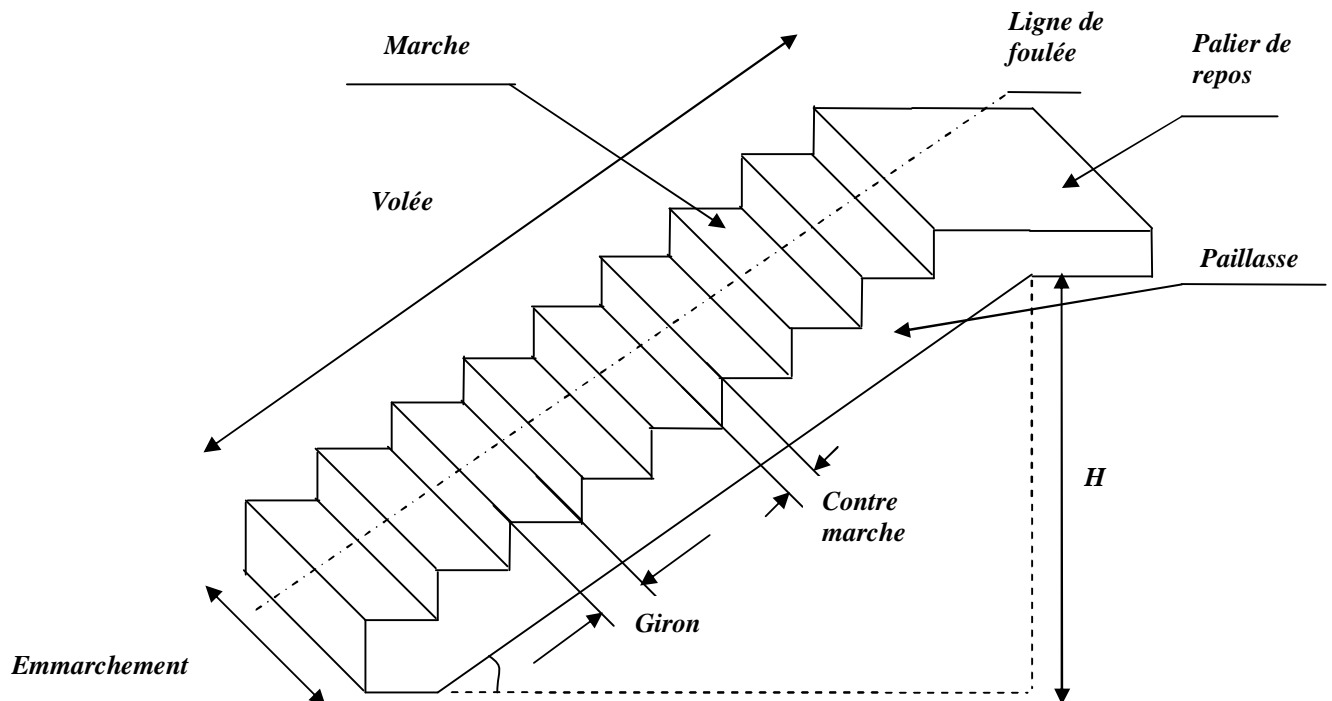


Figure III.18 : Principaux termes relatifs à un escalier.

- **La marche** : partie horizontale qui reçoit le pas, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...
- **La contre marche** : partie verticale entre deux marches. L'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : distance en plan mesurée sur la ligne de foulée séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue, si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **La volée** : ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

- Un palier : plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'embranchement : largeur de la marche.
n : nombre de contre marches.
m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier. Ses dernières sont droites et sont réalisés en béton armé coulées sur place.

1. Escalier du RDC : c'est un escalier qui mène au premier étage. Il est constitué de deux volées.
2. Escalier d'étage courant : c'est un escalier à deux volées qui donne accès aux différents niveaux.

Les principales notations utilisées sont :

g : Largeur des marches.

h : Hauteur des contre marches.

H : Hauteur de la volée.

L_1 : Longueur de la paillasse projetée.

L_2 : Largeur du palier.

ep : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier du RDC:

Compte tenu des dimensions des plans d'architecture ; pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend compte de ce qui suit :

- Bâtiment recevant du public :

$$14 \leq h \leq 17(\text{cm})$$

$$28 \leq g \leq 36(\text{cm})$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}; g = \frac{L_1}{n-1}$$

a. Application :

$$H = 1,70\text{m}$$

$$\text{donc : } h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

$$\text{et : } g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{250}{9} = 28\text{cm}$$

On prend $g = 28 \text{ cm}$

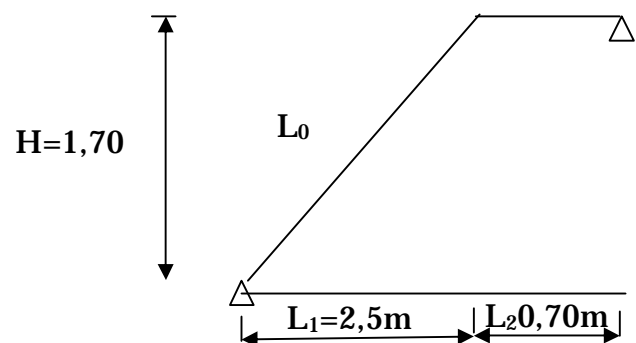


Figure III.19 : schéma statique de l'escalier du RDC.

b. Vérifications : L'embranchement doit être supérieur à 1,20m; dans notre cas l'embranchement est de 1,40 m. La condition est donc vérifiée.

La relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 28 + 2 \cdot (17) \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

$$59 \leq 62 \leq 64\text{cm}$$

c. paillasse et palier : L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{H}{L} = \frac{170}{280} = 0,6 \Rightarrow \theta = 31^\circ$$

$$L' = \frac{280}{\cos \theta} = 326\text{cm.}$$

D'où, l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{326,65}{30} \leq e_p \leq \frac{326}{20}$$

$$10,88\text{cm} \leq e_p \leq 16,33\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur e_p de 15 cm.

III.2.3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m d'embranchement et de 1m de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes :

- **Paliers :**

Désignations	Epaisseur [m]	P [KN/m ³]	G [KN/m ² x1ml]
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	22	0,44
Lit de sable	0.02	18	0,70
Dalle en béton	0.15	25	3,75
Somme	$G_{\text{palier total}} = 4,99 \text{ KN/ml}$		

Tableau III. 1 : Charges permanentes du palier

- **Paillasse :**

$$\text{Poids des marches} \dots\dots\dots \frac{1}{2} \times 25 \times 0,17 = 2,125 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Poids propre de la paillasse} \dots\dots\dots 25 \times \frac{0,15}{\cos 31} = 4,38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Poids des revêtements:

- carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- enduit ciment (2cm)..... $0,2 \text{ KN} / \text{m}^2$.

$$\text{Poids propre du garde de corps} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Charge permanente totale :} \dots\dots\dots G_T = 7,78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Désignations	G [KN/m ² x1ml]
Poids des marches	2,125
Poids propre de la paillasse	4,38
Poids des revêtements	0,88
Enduit ciment	0,2
Poids propre de la garde de corps	0,2
G paillasse total = 7,78 KN/ml	

Tableau III.2 : Charges permanentes de la paillasse.

b. Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

c. Combinaisons de charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_u = (1,35 \times 7,78 + 1,5 \times 2,5) = 14,25 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Palier : } q_u = 1,35 \times 4,99 + 1,5 \times 2,5 = 10,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_s = (7,78 + 2,5) = 10,28 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Le palier : } q_s = (4,99 + 2,5) = 7,49 \text{ KN} / \text{ml}$$

III.2.4 Calcul du ferrailage à l'ELU :

a. Calcul des efforts internes à l'ELU:

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_x = 0 \text{ et } \Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 14,25 \times 2,5 + 10,48 \times 0,70 = 42,96$$

$$R_A + R_B = 42,96 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$3,2 R_B = (14,25 \times 2,5 \times 1,25) + (10,48 \times 0,70 \times 2,85)$$

$$R_B = 20,47 \text{ KN et } R_A = 22,49 \text{ KN}$$

A l'E.L.U, le calcul se fait en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

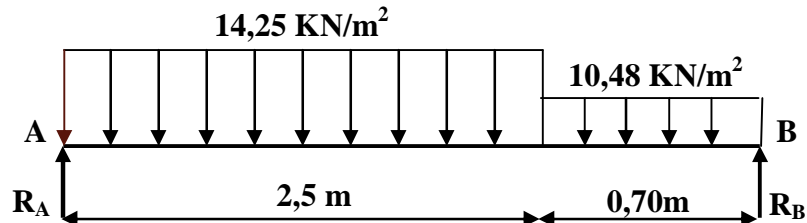


Figure III. 20: Schéma statique de calcul

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Les efforts tranchant :

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	T _y [KN]
0 ≤ x ≤ 2,5	-14,25x + 22,49	0	22,49
		2,5	-13,13
2,5 ≤ x ≤ 3,2	-10,48x + 13,065	0	-13,13
		3,2	20,47

Tableau III. 3 : Calcul des efforts tranchants

Les moments fléchissant :

Tronçons [m]	Expressions	X [m]	M _z [KN]
0 ≤ x ≤ 2,5	22,49x - 14,25 x ² /2	0	0
		2,5	11,7
2,5 ≤ x ≤ 3,2	-13,13x - 10,48(x-2,5) ² /2 + 44,53	2,5	11,7
		3,2	0

Tableau III. 4: Calcul des moments fléchissant

Pour M=M_{max} on a T(x) = 0

$$T(x) = \frac{-dM}{dx}$$

Avec : $T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 14,25x = 0$
 $\Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$

$$M(x) = M_{\max} = R_A (1,58) - 14,25 \frac{1,58^2}{2}$$

$$M_{\max} = 17,74 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 17,74 = -5,32 \text{ KN.m}$.

En travées : $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 17,74 = 15,08 \text{ KN.m}$.

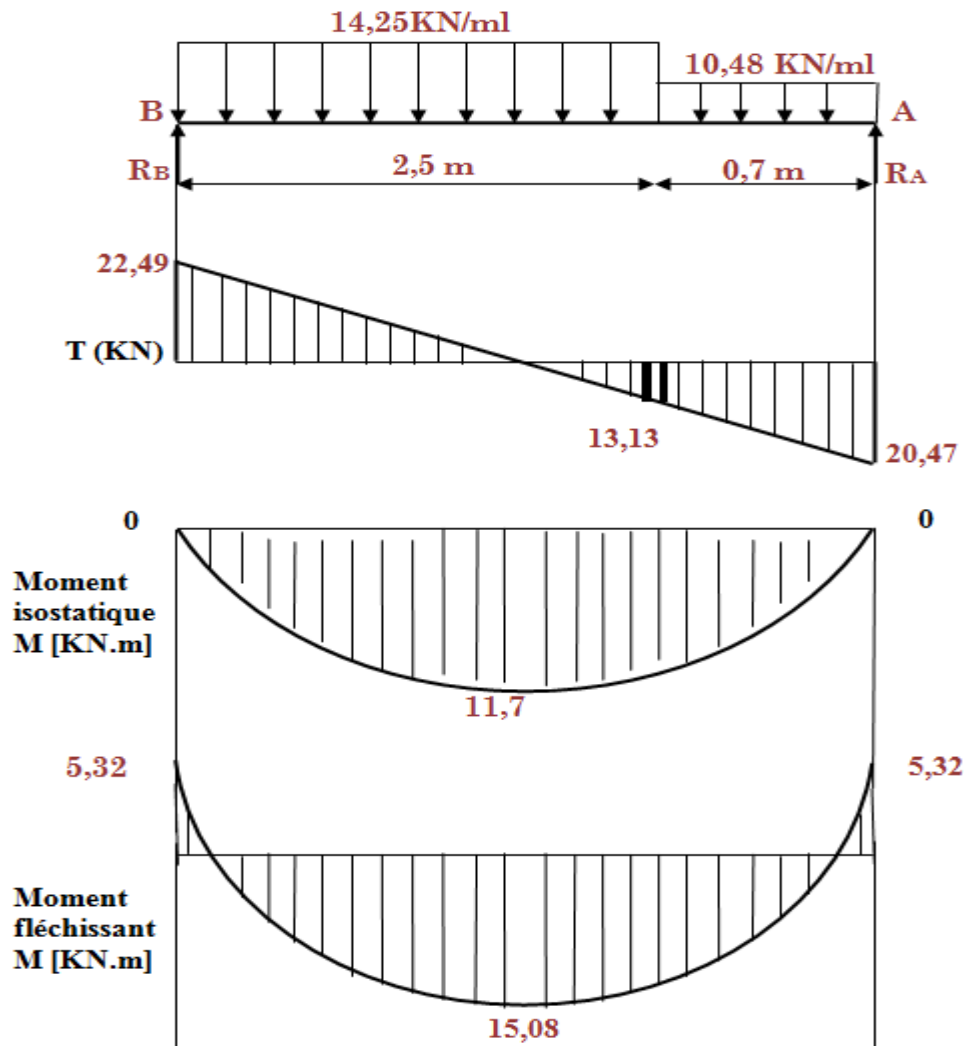


Figure III. 21 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

a. Calcul des armatures :

- Armatures longitudinale: Le calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, $d = 14 \text{ cm}$.

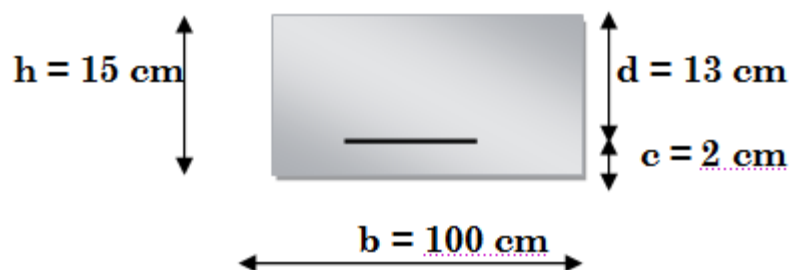


Figure III. 22 : Bande d'un mètre de longueur

En travée :

$$m = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,08 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \quad \text{donc la section est une S.S.A}$$

$$\beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15,08 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 4,08 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 /ml = 5,65 cm² avec : St = 20cm.

Aux appuis : Ma = -5,32 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,32 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \quad \text{donc la section est une S.S.A}$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,32 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 1,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section de: 5HA 12 /ml = 5,65cm² avec : St = 20 cm.

• **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section 6HA8/ml = 3,02cm² avec : St = 20cm.

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section 4HA8/ml = 2,01cm² avec : St = 20 cm.

b. Vérification: (Art. A4.2 /BAEL 91)

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

• **Ecartement des barres (Art A.8.2.42 /BAEL91) :** L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures, ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

Armatures longitudinales: $e \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition: $e \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0,13 f_{c28}, 25 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_U^{\max}(x) = 22,49 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22,49 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,187 \text{ MPa} < \bar{t}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la condition d'adhérence (Art .A.6.13 / BAEL 91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum u_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,49 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,10 \text{ MP}$$

$$t_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.5 Calcul à l'ELS :

a. Réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 16,24 \text{ KN} \\ R_B = 14,7 \text{ KN} \end{cases}$$

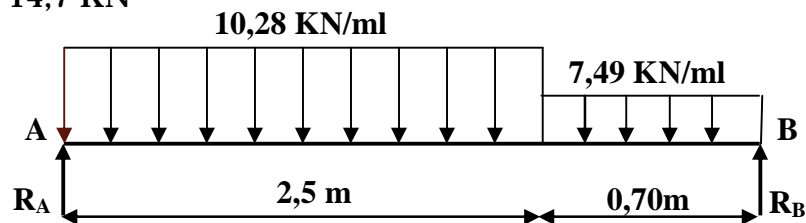


Figure III. 23: Schéma statique à l'ELS

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Efforts tranchants :

Tronçons	Expressions	X [m]	Ty [KN]
$0 \leq x \leq 2,5$	$-10,28x + 16,24$	0	16,24
		2,5	-9,45
$2,5 \leq x \leq 3,2$	$-7,49x + 9,26$	2,5	-9,45
		3,2	-14,71

Tableau III. 5:calcul des efforts tranchants

Moments fléchissant :

Tronçons	Expressions	X [m]	Ms [KN. m]
$0 \leq x \leq 2,5$	$-10,28 \frac{x^2}{2} + 16,4x$	0	0
		2,5	8,87
$2,5 \leq x \leq 3,2$	$-9,3x - 7,49(x-2,5)^2/2 + 32,12$	2,5	8,87
		3,2	0

Tableau III. 6:calcul des moments fléchissant

Pour $M=M_{\max}$ on a $T(x) = 0$

$$T(x) = \frac{-dM}{dx}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 10,28x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,6m$$

$$M(x) = M_{\max} = R_A(1,6) - 10,28 \frac{1,6^2}{2}$$

$$M_{\max} = 13,08KN.m$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,6m$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 13,08 = -3,92 KN.m$

En travées : $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 13,08 = 11,12KN.m$

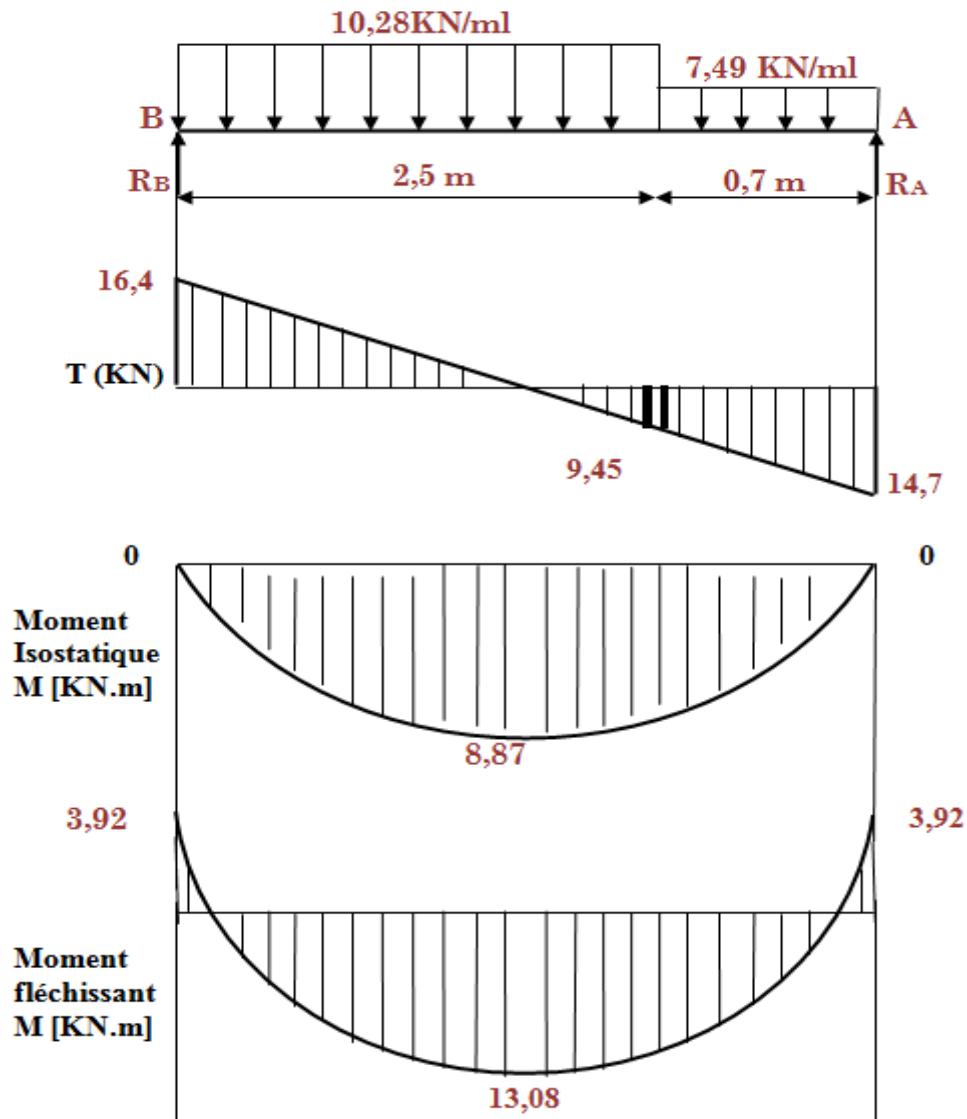


Figure III. 24: Diagramme des efforts internes.

c. Vérification à l'ELS:

• **Vérification des contraintes dans l'acier et le béton : A l'E.L.S,** les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles :

Pour le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Pour les aciers : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

Aux appuis :

$$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43$$

$$\longrightarrow b_1 = 0,938 \longrightarrow \alpha_1 = 0,186 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,015$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,51 \times 10^6}{0,938 \times 130 \times 201} = 184 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 184 < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_s = K \overline{\sigma}_s = 0,015 \times 184 = 2,76 < 15 \text{ MPa.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43$$

$$\longrightarrow b_1 = 0,899 \longrightarrow \alpha_1 = 0,303 \longrightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,029.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12,7 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 192,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 189,1 < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = K \overline{\sigma}_s = 0,029 \times 189,1 = 5,48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 5,48 < \overline{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche (BAEL 91 Art B.6.5.3) :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10,28 ; 7,49) = 10,28 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

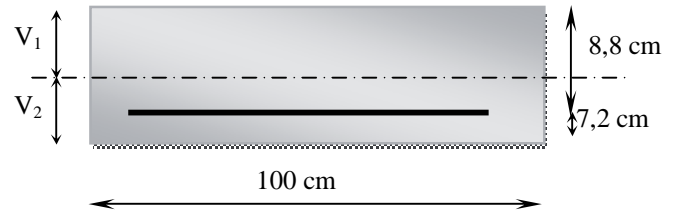


Figure III. 25 : bande d'un mètre de longueur

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12016,35 \text{ cm}^3.$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) \text{ avec } A_2 = 0.$$

$$B_0 = 100 \times 13 + 15 (5,65 + 0) = 1384,75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{12016,35}{1384,75} = 8,7 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,7 = 7,3 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène est:

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (8,7^3 + 7,3^3) + 15 \times 5,65 \times (8,7 - 2)^2 = 37883,2 \text{ cm}^4.$$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 10,28 \times 10 \times 350^4}{384 \times 10^2 \times 10818,86 \times 37883,2} = 0,54 \text{ cm.}$$

$$f = 0,54 < \bar{f} = 0,7 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.2.6 Pré dimensionnement d'escalier d'étage courant :

Compte tenu des dimensions des plans d'architecture ; pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend compte de ce qui suit :

- Bâtiment recevant du public

$$14 \leq h \leq 17(\text{cm})$$

$$28 \leq g \leq 36(\text{cm})$$

Avec : $h = \frac{H}{n}$; $g = \frac{L_1}{n-1}$

a. application :

$$H = 1,40\text{m}$$

$$\text{donc : } h = \frac{H}{n} = \frac{140}{8} = 17\text{cm}$$

$$\text{et : } g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{2,24}{7} = 28\text{cm}$$

On prend $g = 28 \text{ cm}$

H et la hauteur de la volée.

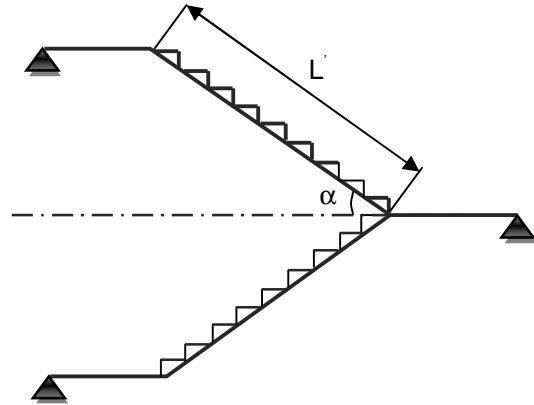


Figure III.25: Schéma statique de l'escalier d'étage courant

b. Vérifications : L'embranchement doit être $\geq 1,20\text{m}$; pour notre cas l'embranchement = $1,40 \text{ m}$ Donc la condition est vérifiée.

La largeur du palier de repos est :

$$L_2 \geq 1,10 \text{ ou } L_2 \geq 3.g \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 28 + 2.(17) \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

$$59 \leq 62 \leq 64\text{cm}$$

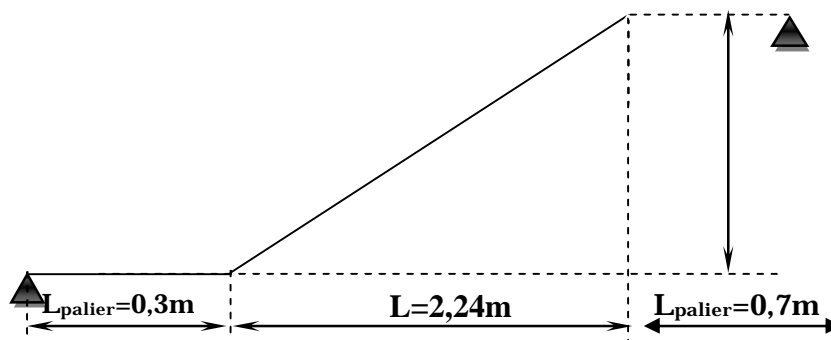


Figure III.26 : Schéma statique de l'escalier.

c. paillasse et palier :

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{H}{L_1} = \frac{140}{28 \times 7} = 0,6 \Rightarrow \theta = 31^\circ$$

$$L' = \frac{224}{\cos \theta} = 260 \text{cm.}$$

D'où

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{260}{30} \leq ep \leq \frac{260}{20}$$

$$8,66 \text{cm} \leq ep \leq 13 \text{cm}$$

On opte pour une épaisseur : $ep = 15 \text{cm}$

III.2.7 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m d'embranchement et de 1m de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes et surcharge :

Les charges permanentes et les charges d'exploitation sont les mêmes que l'escalier du RDC.

	Palier	paillasse
Charges permanentes G [KN/ml]	4,99	7,78
Charges d'exploitation Q [KN/m ²]	2,5	2,5

Tableau III.8 : Charge permanentes et surcharge d'escalier.

a. Combinaisons des charges

l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

▪ Paillasse..... $q_{ps} = 1,35 \times 7,78 + 1,5 \times 2,5 = 14,25 \text{ KN/ml}$

▪ palier..... $q_{pl} = 1,35 \times 4,99 + 1,5 \times 2,5 = 10,48 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ml}$

La paillasse : $q_s = (7,78 + 2,5) = 10,28 \text{KN/ml}$

Le palier : $q_s = (4,99 + 2,5) = 7,49 \text{KN/ml}$

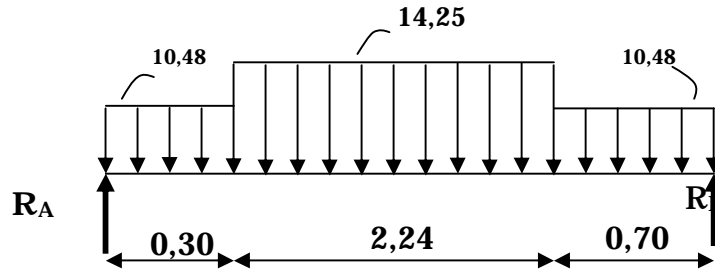


Figure III.27 : Schéma de chargement à l'ELU

III.2.8 Calcul du ferrailage à l'ELU :

a. Calcul des efforts internes à l'ELU:

• Calcul des réactions d'appuis :

$\Sigma F_x = 0$ et $\Sigma F_y = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B = 14,25 \times 2,24 + 10,48(0,30+0,70)$

$R_A + R_B = 42,4$ KN

$\Sigma M_A = 0$

$\Rightarrow 3,24 R_B = (10,48 \times 0,30 \times 0,15) + (14,25 \times 2,24 \times 1,42) + (10,48 \times 0,70 \times 2,89)$

$\Rightarrow R_B = 20,68$ KN

Ce qui donne $R_A = 21,72$ KN

• Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :

Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 0,30$	$-10,48x + 21,72$	0	21,72
		0,30	18,57
$0,30 \leq x \leq 2,54$	$-14,25x + 22,85$	0,30	18,57
		2,54	-13,35
$0 \leq x \leq 0,70$	$-10,48x + 20,68$	0,70	-13,35
		0	20,68

Tableau III.7: calcul des efforts tranchants.

Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mu(KN.m)
$0 \leq x \leq 0,30$	$-10,48 \frac{x^2}{2} + 21,72x$	0	0
		0,30	6,04
$0,30 \leq x \leq 2,54$	$-14,22x - 14,25x^2/2 + 6,04$	0,30	6,04
		2,54	-11,9
$0 \leq x \leq 0,70$	$-20,62x + 10,48x^2/2$	0,70	-11,9
		0	0

Tableau III.8 : Calcul des moments fléchissant.

Pour $M=M_{\max}$ on a $T(x) = 0$

$$T(x) = \frac{-dM}{dx}$$

Avec : $T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 14,25x = 0$

$$\Rightarrow x = 1,30\text{m}$$

$$M(x) = M_{\max} = 17,57\text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 17,57\text{KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,3\text{m}$

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux niveaux des appuis et en travées :

En travées : $M_t = 0,85 M_z$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 17,57 = -5,27 \text{ N.m}$

En travées : $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 17,57 = 15,08\text{KN.m}$.

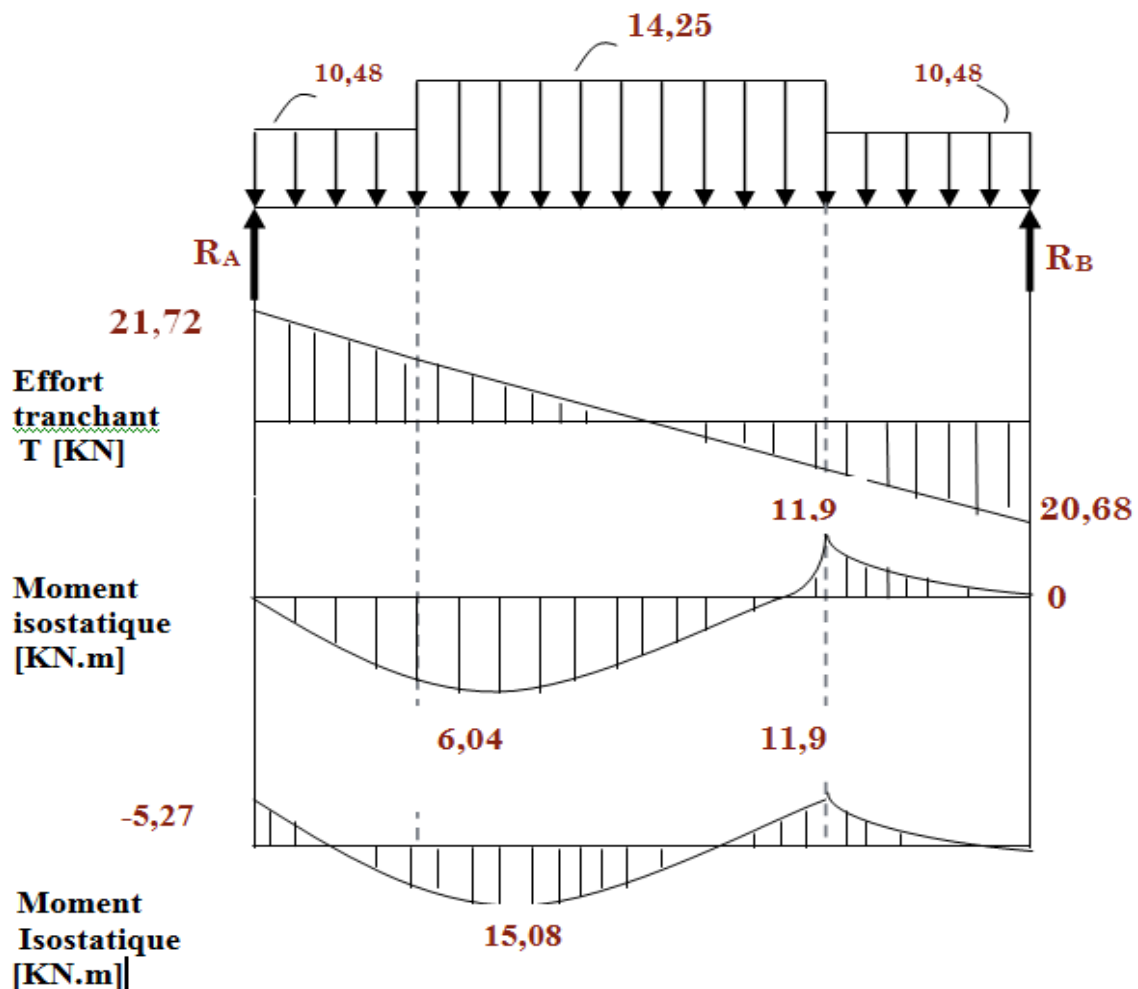


Figure III.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

a. Calcul des armatures :

- Armatures longitudinale:

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, $d = 14$ cm.

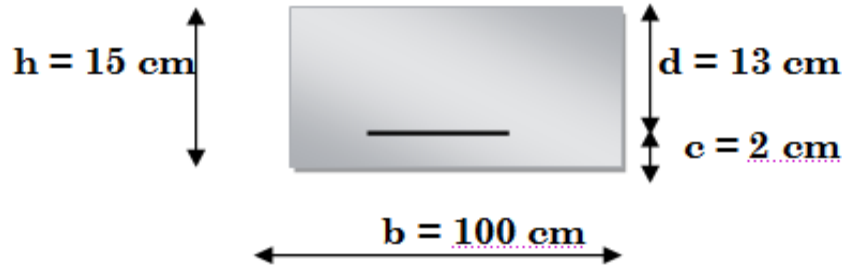


Figure III.29: Bande d'un mètre de longueur

En travée :

$$m = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,08 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{Y_s}} = \frac{15,08 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 3,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 /ml = $5,65 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

Aux appuis : $M_a = -11,9 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,9 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{Y_s}} = \frac{11,9 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 2,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section de: 5HA12 /ml = $5,65 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section 5HA8/ml = $2,51 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section 5HA8/ml = $2,51 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

c. Vérification: (Art. A4.2/BAEL 91)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \, bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \, \text{cm}^2.$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2,51 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

. Armatures principales : $e \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \\ e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

. Armatures de répartition: $e \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} \leq \min (0,13 f_{c28}, 25 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_U^{\max}(x) = 24,4 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21,72 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,167 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\implies Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \Sigma u_i = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,72 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,10 \text{ MP}$$

$$t_{se} = \Psi_s \overline{x} f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} < \tau_{se} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.8 Calcul à l'E.L.S :

a. Réactions d'appuis :

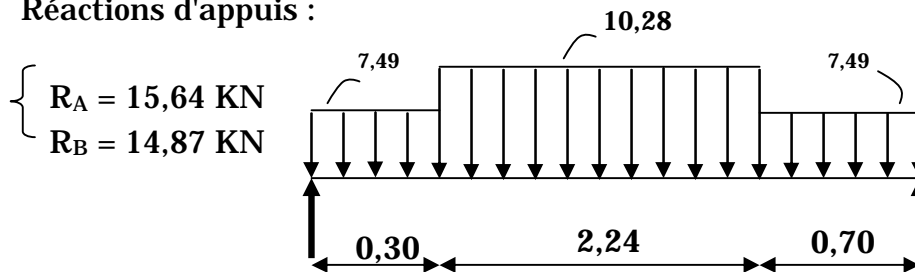


Figure III.30 : Schéma statique à l'ELS.

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 0,30$	$-7,49x + 15,64$	0	15,64
		0,30	13,4
$0,3 \leq x \leq 2,54$	$-10,28x + 16,47$	0,30	13,4
		2,54	-9,64
$0 \leq x \leq 0,70$	$-7,49x + 14,87$	0,70	-9,64
		0	14,87

Tableau III.9 : Calcul de l'effort tranchant

Moments fléchissants :

Tronçon	Expression	X (m)	Ms (KN.m)
$0 \leq x \leq 0,30$	$-7,49 \frac{x^2}{2} + 15,64 x$	0	0
		0,30	4,35
$0,30 \leq x \leq 2,54$	$-14,22x - 10,28x^2/2 + 6,04$	0,30	4,35
		2,54	-8,57
$0 \leq x \leq 0,70$	$-14,87x + 7,49x^2/2$	0,70	-8,57
		0	0

Tableau III.10: Calcul des moments fléchissant

Pour $M=M_{max}$ on a $T(x) = 0$

$$T(x) = \frac{-dM}{dx}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 10,28x = 0$$

Avec : $\Rightarrow x = 1,42m$

$$M(x) = M_{max} = R_A(1,71) - 10,28 \frac{1,71^2}{2}$$

$$M_{max} = 15,03KN.m$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,71m$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 15,03 = -4,51 KN.m$.

En travées : $M_t = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 15,03 = 12,77KN.m$.

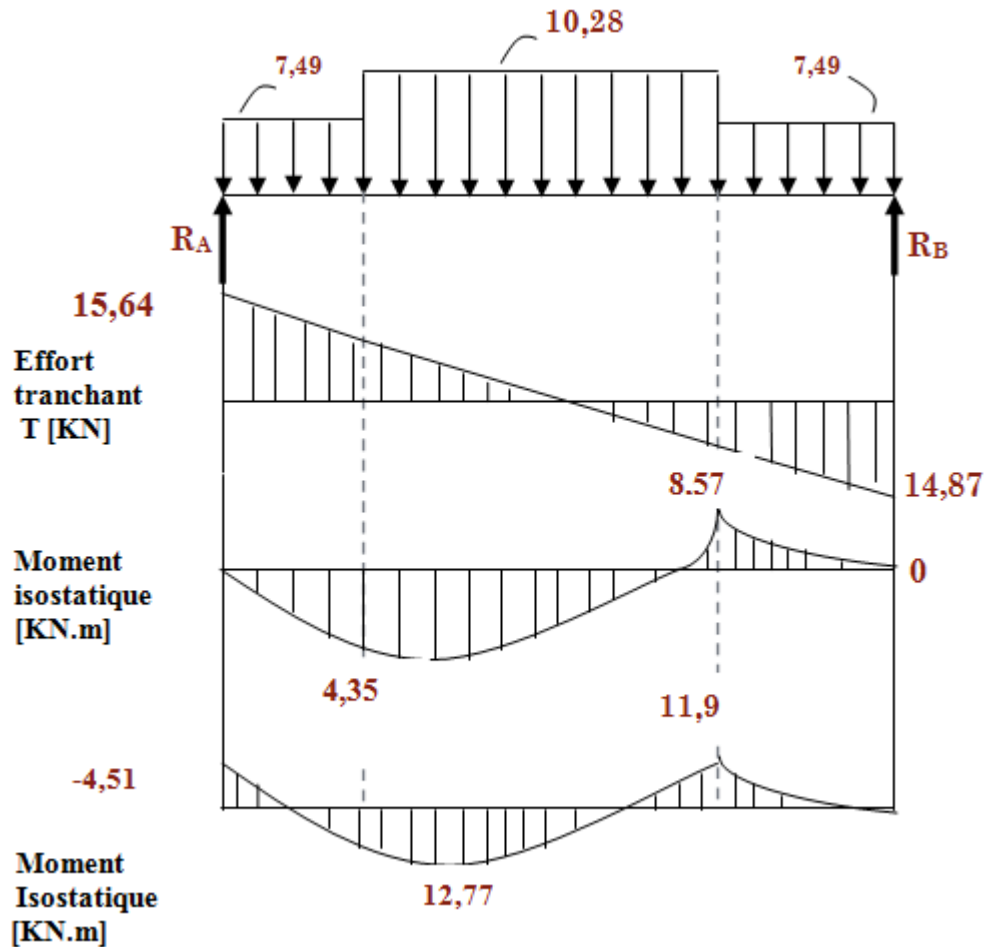


Figure III.31 :Diagramme des efforts internes à l'ELS

c. Vérification à l'ELS:

- Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

A l'E.L.S les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles :

Pour le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Pour les aciers : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

Aux appuis :

$$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\longrightarrow b_1 = 0,938 \longrightarrow \alpha_1 = 0,186 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,015$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,51 \times 10^6}{0,938 \times 130 \times 201} = 184 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 184 < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_s = K \delta_s = 0,015 \times 184 = 2,76 < 15 \text{ MPa.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43$$

$$\longrightarrow b_1 = 0,899 \longrightarrow \alpha_1 = 0,303 \longrightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,029.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12,77 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 192,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 189,1 < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = K \sigma_s = 0,029 \times 189,1 = 5,48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 5,48 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91 Art B.6.5.3)**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10,28 ; 7,49) = 10,28 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12016,35 \text{ cm}^3.$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \text{ avec } A_2 = 0$$

$$B_0 = 100 \times 13 + 15(5,65 + 0) = 1384,75 \text{ cm}^2.$$

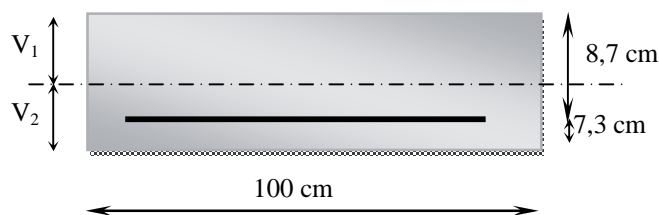


Figure III.32 : bande d'un mètre de longueur

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{12016,35}{1384,75} = 8,7 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,7 = 7,3 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (8,7^3 + 7,3^3) + 15 \times 5,65 \times (8,7 - 2)^2 = 37883,2 \text{ cm}^4.$$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5 \times 10,28 \times 10 \times 324^4}{384 \times 10^2 \times 10818,86 \times 37883,2} = 0,54 \text{ cm.}$$

$$f = 0,54 < \bar{f} = 0,7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

III.3.1 Définition :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, la réaction de paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.60 m (entre nu d'appuis).

III.3.2 Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palier par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

L : portée libre de la poutre.

h_t : hauteur de la portée.

b : largeur de la poutre.

- Hauteur de la poutre :

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \longrightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5$$

On adopte $h_t = 35$ cm.

- Largeur de la poutre :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend $b = 30$ cm.

D'après : [Art .7.5.1/ RPA 99]

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{3} \geq 4$$

$$b_{\max} = 1,5 h + b_1$$

Conditions vérifiées.

Donc la poutre palier a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.3 Détermination des sollicitations :

a. Charges et surcharges : La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre: $G=25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ kN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : A l'ELU : $T_u = 20,47 \text{ kN/ml}$

A l'ELS: $T_S = 14,7 \text{ kN/ml}$

b. Combinaison de charges et surcharges :

A l'ELU: $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,625) + 20,47 = 24,01 \text{ kN}$

$q_u = 24,01 \text{ KN/ml}$

A l'ELS: $q_s = G + T_S = 2,625 + 14,7 = 17,325 \text{ kN}$

$q_s = 17,325 \text{ kN/ml}$

III.3.4 Calcul des efforts internes à L'ELU :

a. Schéma statique :

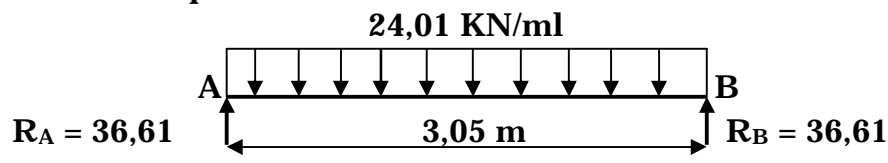


Figure III. 33 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 36,61 \text{ KN.}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 29,92 \text{ KN.m.}$

Moments corrigés : En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 25,43 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -8,975 \text{ KN.m.}$

Effort tranchant : $V_u^{\max} = 36,61 \text{ KN.}$

b. Diagrammes des efforts internes:

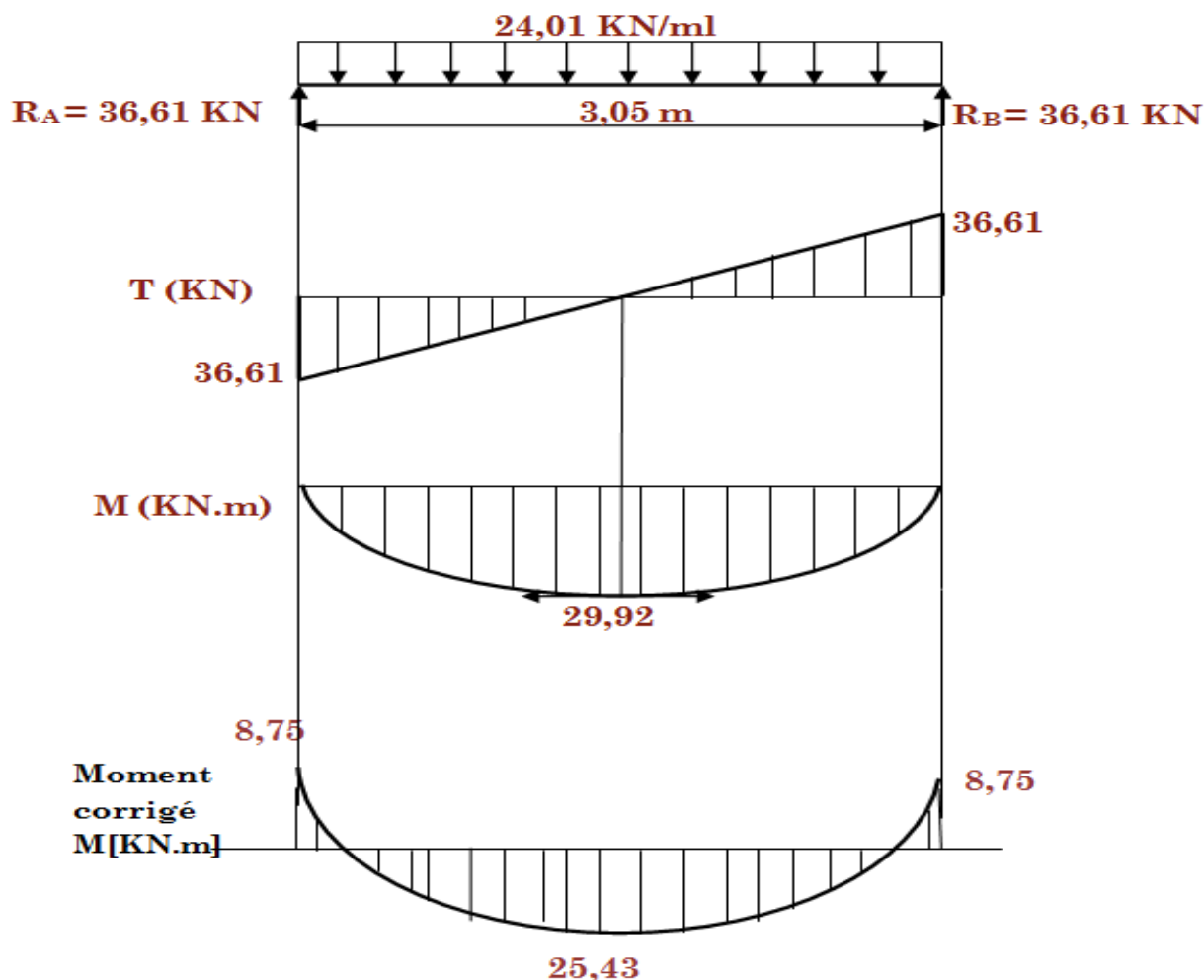


Figure III. 34: Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.5 Ferrailage à l'ELU :

a. En travée:

$$M_t = 25,43 \text{ KN.m.} \quad d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25,43 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \text{ donc on a une S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,047 \longrightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{Y_s}} = \frac{25,43 \times 10^3}{0,975 \times 33 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm².

b. Aux appuis:

$$M_a = - 8,75 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,75 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \implies \text{S.S.A.}$$

$$m_b = 0,020 \implies \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,75 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 = 2,35 cm².

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0,5, en toute section d'où : 3,39 + 2,35 = 5,74 cm².

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

5,74 cm² > 5,25 cm² \longrightarrow exigence vérifiée.

III.3.6 Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,35 \\ A_t = 3,39 \end{array} \right\} > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Effort tranchant [Art A.5.2, 2/ BAEL91 modifiées 99] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36,61 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,37 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :

$$0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{bd}{\gamma_b} = 0,4 \times 2500 \times 0,9 \times \frac{30 \times 33}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 36,61 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99):**• Influence sur les armatures inférieures:**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{4 \times 10^4} \times \left(36610 + \frac{8,75 \times 10^5}{0,9 \times 33} \right) = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$0,4 \times b \times 0,9 \times d \times f_{c28} / \gamma_b = 0,4 \times 0,9 \times 30 \times 33 \times 1,525 = 594 \text{ KN} \geq 36,61 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{avec : } \sum U_i = 3 \times \Pi \times 1$$

$$\tau_{se} = \frac{36,61 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3 \times 3,14 \times 1} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = 1,3 \text{ cm}^2 < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

f. Diamètre des armatures transversales :

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, f_1 \right\} = \min \{ 10, 30, 12 \} = 10 \text{ mm} \text{ .soit } f_t = 8 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $A_t = 4 \text{ H8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

• Exigence du [Art .7.5.2.2 R.P.A version 2003] :

Sur l'espacement :

$$\text{Zone modale : } e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \varphi, 30 \right\} = 8,75 \text{ cm. Soit } e = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante : $e \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$. Soit $e = 15 \text{ cm}$.

Sur la quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$2,01 > 1,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ exigence vérifiée.

III.3.7 Calcul des efforts internes à L'ELS :

a. Schéma statique :

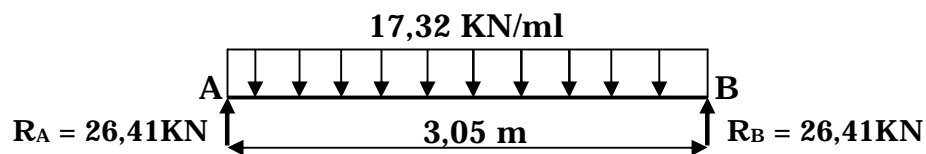


Figure III. 35 : Schéma statique à l'ELS

Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 26,41 \text{ KN}$.

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 20,14 \text{ KN.m}$.

Moments corrigés : En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 17,12 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -6,042 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant : $V_u^{\max} = 26,41 \text{ KN}$.

b. Diagrammes des efforts internes :

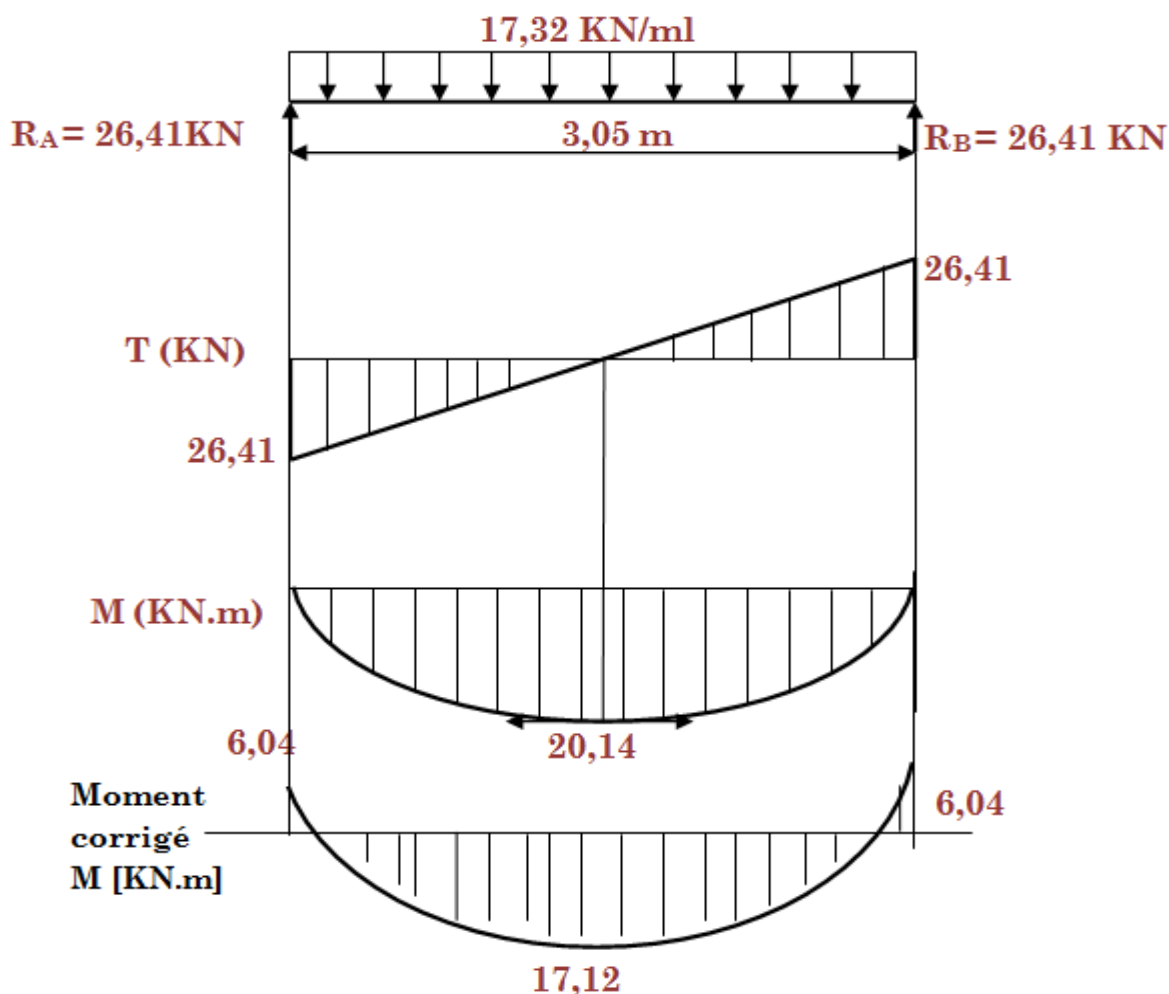


Figure III. 36 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.3.6 Vérification à L'ELS :

a. **Vérification de la flèche** : Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie d'après l'article B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99, ce qui suit :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{305} = 0,114 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_{so}} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0,114 > \frac{17,12}{10 \times 20,14} = 0,085 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

b. **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 / BAEL91 modifiées 99): La fissuration est considérée comme peu nuisible. Aucune vérification n'est nécessaire.

c. Etat limite de compression du béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

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

• Aux appuis : $M_a = -6,042 \text{ N.m}$, $A_a = 2,35$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,23$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,973 \Rightarrow \alpha_1 = 0,081 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,006$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,042 \times 10^6}{0,973 \times 330 \times 235} = 8,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 8 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,006 \times 8 = 0,05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée : $M_s = 17,12 \text{ KN.m}$

$$r_1 = 100 \frac{A_t}{bd} = 100 \times \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,34 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,968$$

$$\alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,095 \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,007$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{17,12 \times 10^6}{0,968 \times 330 \times 339} = 158,1 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

III.4 CALCUL DU BALCON

III.4.1 Introduction :

Dans ce projet, nous avons deux types de balcons réalisés en dalle pleine :

Le type 1 est de largeur 1,10m.

Le type 2 est de largeur 0,9 m.

Ces deux types de balcon sont munis d'un garde corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en briques creuses et de 10cm d'épaisseur.

On effectue le calcul pour le type 1 :

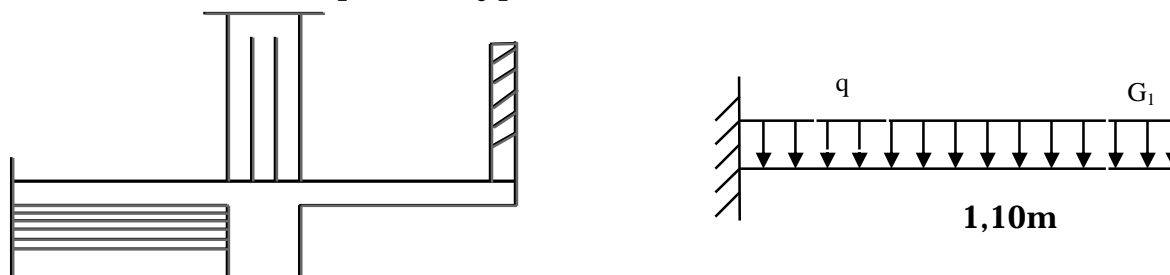


Figure III.37 : Coupe verticale du balcon.

III.4.2 Dimensionnement :

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

$$e > \frac{L}{10} \Rightarrow e > \frac{110}{10} = 11\text{cm.}$$

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

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1 ml.

III.4.3 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur [cm]	Poids [KN/ml]
Revêtement en carrelage	2cm	0,40
Mortier de pose	2cm	0,40
Sable de pose	2cm	0,36
Poids propre de la dalle pleine	15cm	$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$
Enduit en mortier	2cm	0,36
		G = 5,27 KN/ml

Charges permanentes concentrées Poids propre du garde corps	Epaisseur [cm]	Poids [KN/ml]
Mur en brique creuses	10cm	0,90
Enduit en mortier	2cm × 2	0,36×2
		G_g = 1,62 KN/ml

Tableau III. 11:charge permanentes revenant au balcon.

b. Surcharges d'exploitation : Q = 3,5 KN/ml

III.4.4 Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

a. Combinaison de charges :

$$q_U = 1.35G + 1.5Q$$

- Dalle :

$$q_U = 1.35(5,27) + 1,5(3,5) = 12,36\text{KN/ml}$$

- Garde corps :

$$G_{g,u} = 1,35(1,62) \times 1 = 2,19\text{KN}$$

b. Calcul du moment d'encastrement : La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

- Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12,36 \times (1,10)^2}{2} = 7,477\text{KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge G_{gu} :

$$M_{Ggu} = G_{gu} \times l = 2,19 \times 1 = 2,19\text{KN.m}$$

- Moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{Ggu} = 9,667\text{KN.m}$$

c. Calcul des armatures : Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, en flexion simple.

$$M_u = 9,667\text{KN.m}$$

$$b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm}$$

- Armatures principales :

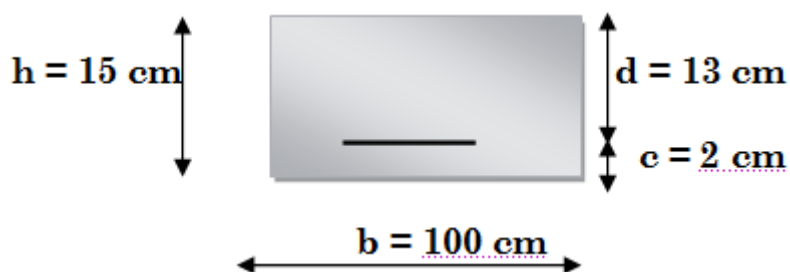


Figure III. 38 : bande d'un mètre de longueur

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,667 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 \text{ p } \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$\beta = 0,980$ (en fonction de μ voir tableau des sections rectangulaire en flexion simple)

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,667 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,2 \text{ cm}^2$$

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

Soit : 5T10/ml $\rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T8/ml $\rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

III.4.5 Vérification à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99) :

$$V_U = q_U \times l + G_{gu} = 12,36(1,10) + 2,19 = 15,8 \text{KN}$$

$$V_U = 15,8 \text{KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{15,8}{100 \times 13} = 0,12 \text{ MPa} \text{ p } \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} , \Psi_s = 1,5 \text{ (HA).}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} , \Sigma u_i = n \pi \varphi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,70 \text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,8}{0,9 \times 12 \times 15,70} = 0,093 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Armatures principales (longitudinales) :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 15,8 \text{ KN.}$$

$$\frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{15,8 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 45,4 \text{mm}^2 = 0,45 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{cm}^2 \text{ f } \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = 0,45 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 100 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 800 \text{KN.}$$

$$V_u = 15,8 \text{KN} \text{ p } 800 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f. Calcul des ancrages :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\varphi \times F_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} = 35,27 \text{ cm.}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur :

$$l_{cr} = 0,4 L_s$$

$$l_{cr} = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm} \quad \text{soit } l_{cr} = 15 \text{ cm}$$

III.4.5. Vérification à L'ELS :

a. Combinaison de charges: La combinaison de charge à considérer à l'ELS est :

$$q_s = G + Q$$

- Dalle : $q_s = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN/ml}$
- Garde de corps : $G_{1S} = 1,62 \text{ KN}$

d. Calcul du moment d'encastrement :

- Moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{qs} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8,77(1,10)^2}{2} = 5,3 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge G_{1S} :

$$M_{G1S} = G_{1S} \times l = 1,62 \times 1,10 = 1,8 \text{ KN.m}$$

- Moment total:

$$M_s = M_{qs} + M_{G1S} = 7,1 \text{ KN.m}$$

e. Vérification des contraintes :

- Acier: La fissuration étant préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$K_1 = 42,47 \Rightarrow \sigma_s = \frac{7,1 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,93} = 152 \text{ MPa}.$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Béton:**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,1 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,91 < 15 \text{ MPa}.$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \cdot 15 = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369 \text{ cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,22 \times 1,2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,8384 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,1 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,54 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f. **Vérification de la flèche :** Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec:

$$h = 15 \text{ cm}, L = 1,10 \text{ m}, M_0 = 7,1 \text{ KN.m}, M_t = 7,1 \text{ KN.m}, f_e = 400 \text{ MPa}, A = 3,93 \text{ cm}^2$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 \geq \frac{7,1}{15 \times 7,1} = 0,067$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{3,6}{400} = 0,009$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

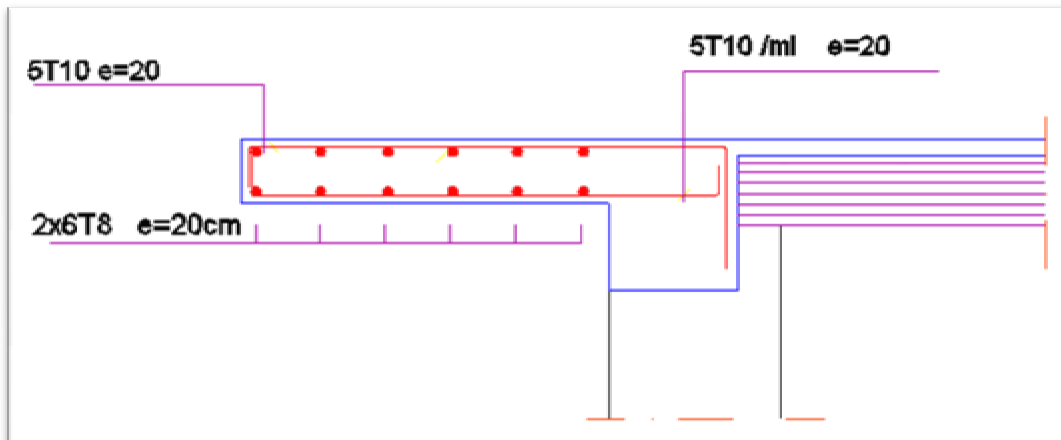


Figure III. 39 : Coupe verticale du balcon.

III.5 ETUDE DE LA SALLE MACHINE :

III.5.1 Introduction :

Cet immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé, avec une dalle pleine de dimensions (1,9 x 2,2) m² appuyée sur ses 4 côtés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 KN. Cette dernière est répartie sur une surface de (0,8x0,8) m² et est transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donnent lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle, dans les deux sens, sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

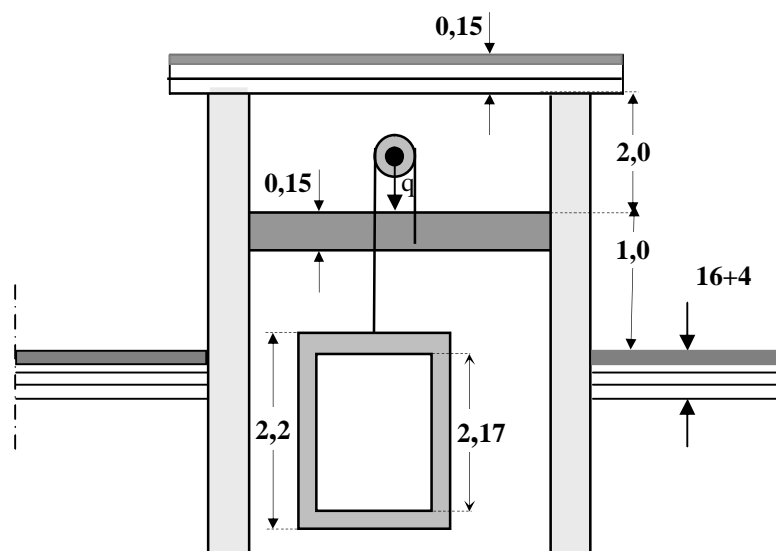


Figure III.40 : Schéma de l'ascenseur

III.5.2 Pré dimensionnement :

La dalle reposant sur 4 appuis et est soumise à une charge localisée (Figure III.35). Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

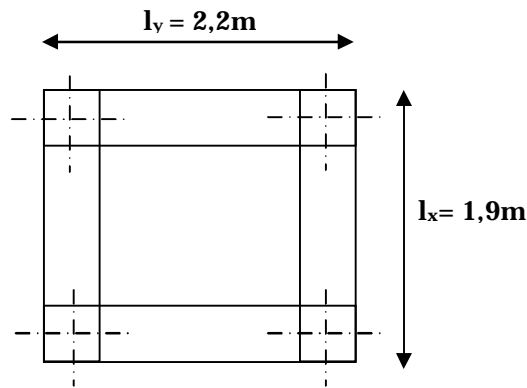


Figure III.41 : Schéma statique de la dalle de la salle machine.

a. Epaisseur de la dalle : Elle est notée h_t .

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

b. Calcul de U et V :

U et V : sont les dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge Q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

La figure suivante donne le schéma statique de la salle machine utilisé pour son calcul.

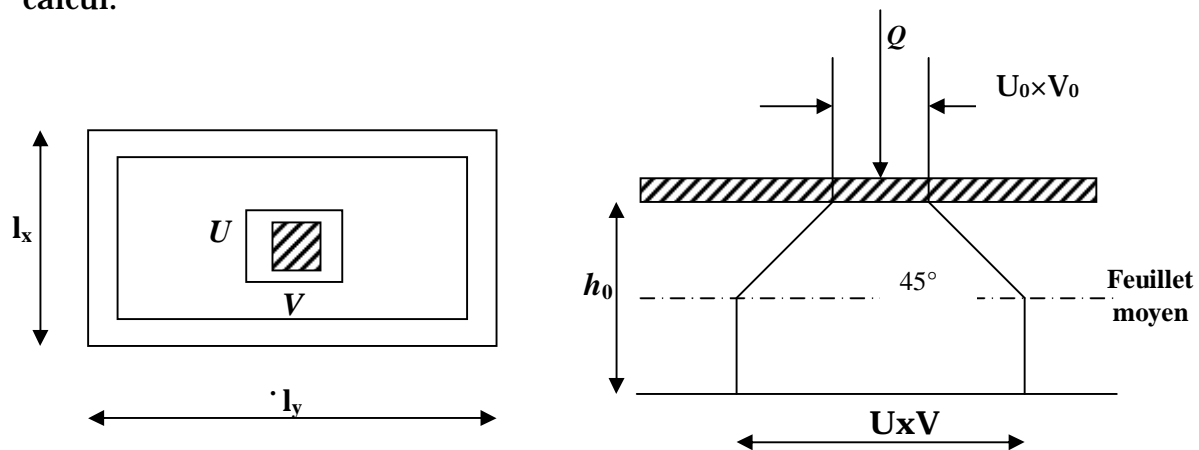


Figure III.42: Diffusion de charges dans le feuillet moyen

D'après le schéma ci-dessus :

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec } \begin{cases} h_t = 15\text{cm}, \\ e : \text{ revêtement de la dalle de } 5\text{cm}. \end{cases} \\ V = V_0 + 2e + h_t \\ U_0 = V_0 = 80 \text{ cm (côte du carré dans laquelle } q \text{ est concentrée)}. \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{190}{220} = 0,86$$

$0,8 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

c. Condition de non poinçonnement :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{Y_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

D'où :

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.5.3 Calcul des moments :

a. Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \Rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

Avec :

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELU.}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{à l'ELS.}$$

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

Le poids de la dalle sur une bande de 1m de longueur et 1m de largeur est :

$$G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,05) = 4,75 \text{ kN/ml.}$$

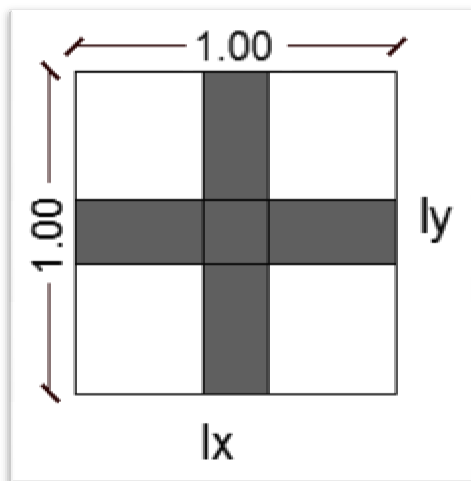


Figure III. 43 : schémas de la bande de la dalle

La surcharge d'exploitation de la cage d'ascenseur est estimée à: $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$.

D'où :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,9125 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ux1} = 0,0498 \times 7,9125 \times 1,9^2 = 1,4225 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,693 \times 1,4225 = 0,985 \text{ N.m}$$

- Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sx1} = 0,0569 \times 4,75 \times 1,9^2 = 0,975 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,791 \times 0,975 = 0,771 \text{ kN.m}$$

b. Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P. (M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = P. (\nu.M_1 + M_2)$$

Avec:

M_1 et M_2 : coefficients donnés par les abaques, en fonction de ρ_x et de $\frac{U}{l_x}$, $\frac{V}{l_y}$.

U et V : côtés du rectangle sur lesquels la charge q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(e + h/2) = U_0 + 2\varepsilon e + h.$$

$$V = V_0 + 2(e + h/2) = V_0 + 2\varepsilon e + h.$$

Le coefficient ε dépend de la nature du revêtement. Dans notre cas la dalle est en béton armé avec une chape en béton d'épaisseur $e = 5\text{cm}$. D'où : $\varepsilon = 1,0$

A.N :

$$U = V = 1,05\text{m}$$

$$\rho = 0,86$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,9} = 0,55 \quad \text{Suivant les abaques de Pigeaud : } M_1 = 0,0981 \text{ et } M_2 = 0,0761$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{2,2} = 0,47$$

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,0981 = 11,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0761 = 9,25 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

$$P_s = 90 \text{ kN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,0981 + 0,2 \times 0,0761) = 10,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,0981 + 0,0761) = 8,615 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

- **A l'ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,4225 + 11,92 = 13,342 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,985 + 9,25 = 10,235 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,975 + 10,2 = 11,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,771 + 8,615 = 9,385 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés sont affectés des coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,342 = 11,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,235 = 8,7 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 13,343 = 4,003 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,7 = 2,61 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Ferrailage du panneau :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur. Les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage seront résumés sur le tableau ci-après :

Zones	Sens	M_u [KN.m]	μ_b	β	A [cm ²]	$A_{adoptée}$	[cm ²]	S_t [cm]
Sur appuis	X-X	4,00	0,016	0,992	0,89	3,14	4HA10	25
	Y-Y	2,61	0,010	0,995	0,57	3,14	4HA10	25
En travée	X-X	11,34	0,047	0,975	2,57	3,14	4HA10	25
	Y-Y	8,7	0,036	0,982	1,96	3,14	4HA10	25

Tableau III. 12: Ferrailage du panneau à l'ELU.

III.5.5 Vérification du ferrailage à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

- Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{min} / S$$

Avec :

A_{min} : section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3 - 0,86}{2} = 0,00085$$

$$A_{min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,245 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b. Diamètre minimal des barres : (art A.7.21 BAEL91) : On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Ecartement des barres : L'écartement des armatures d'une même nappe, ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes, en zone centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d. Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91modifiées99): Les efforts tranchant sont maximales au voisinage de la charge, avec $U=V$:

- au milieu de U :

$$T_{\max} = \frac{P}{2U + V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- au milieu de V :

$$T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{38,57}{1 \times 0,13} = 296,7 \text{ KN/m}^2 = 0,3 \text{ MPa} \leq 0,44 \frac{f_{c28}^{1/2}}{Y_b} = 1,467 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

III.5.6 Vérification à l'ELS :

a. Moments engendrés par le système de levage :

$$\rho = 0,86 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0569 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases}$$

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sx1} = 0,0569 \times 4,75 \times 1,9^2 = 0,975 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,791 \times 0,975 = 0,771 \text{ kN.m}$$

b. Moments dus à la charge localisée :

$$P_s = 90 \text{ kN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,0981 + 0,2 \times 0,0761) = 10,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,0981 + 0,0761) = 8,615 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,975 + 10,2 = 11,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,771 + 8,615 = 9,385 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront effectés du coefficient 0,75 en travée et 0,5 aux appuis.

- En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,175 = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,385 = 7,97 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,175 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,385 = 2,81 \text{ KN.m}$$

d. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- Contrainte admissible dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_s}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

σ_s : la contrainte dans l'acier,

A : armatures adoptées à l'ELU,

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \text{ puis on deduit } (\alpha_1, \beta_1) \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

- **Contrainte admissible dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 \times f_{c28} = \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Sens	M_s [KN.m]	ρ	b_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	OBS
Sur appuis	X-X	3,35	0,241	0,921	0,020	89,1	1,78	Vérifiée
	Y-Y	2,81	0,241	0,921	0,020	74,74	1,5	Vérifiée
En travée	X-X	9,5	0,241	0,921	0,020	252,7	5,05	Vérifiée
	Y-Y	7,97	0,241	0,921	0,020	212	4,24	vérifiée

Tableau III.13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

e. **Etat limite de fissuration :** La fissuration est préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

N.B : les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

Conclusion : les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

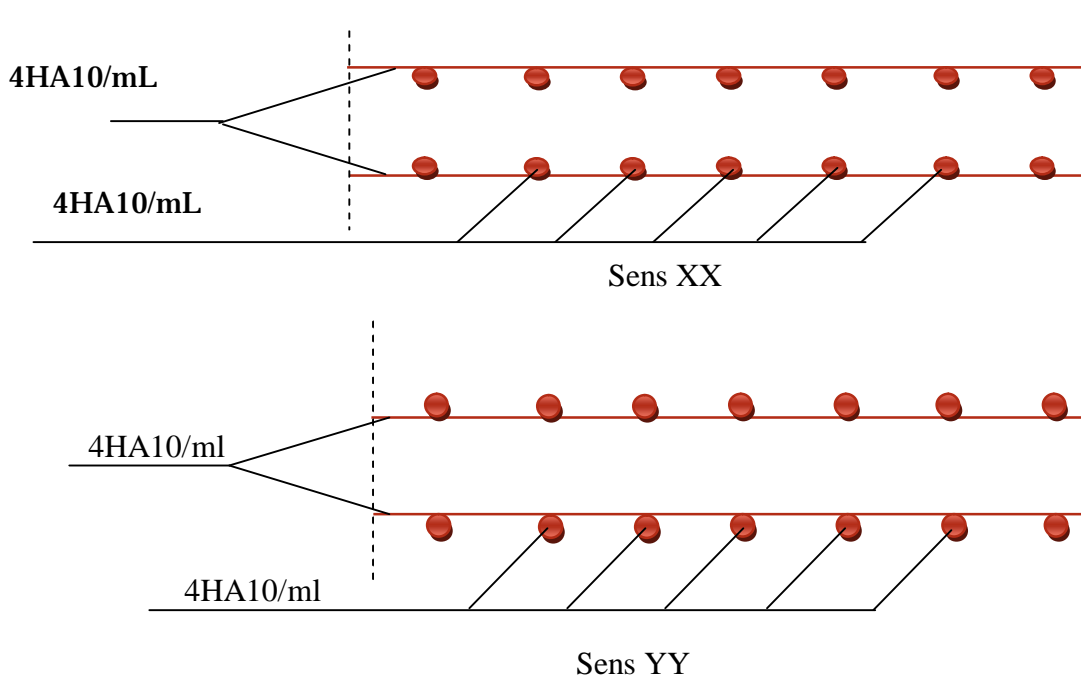


Figure III.44 : Plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine).

III.6 CALCUL DE L'ACROTÈRE

III.6.1 Introduction :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G due à son poids propre et à un effort latéral Q due à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

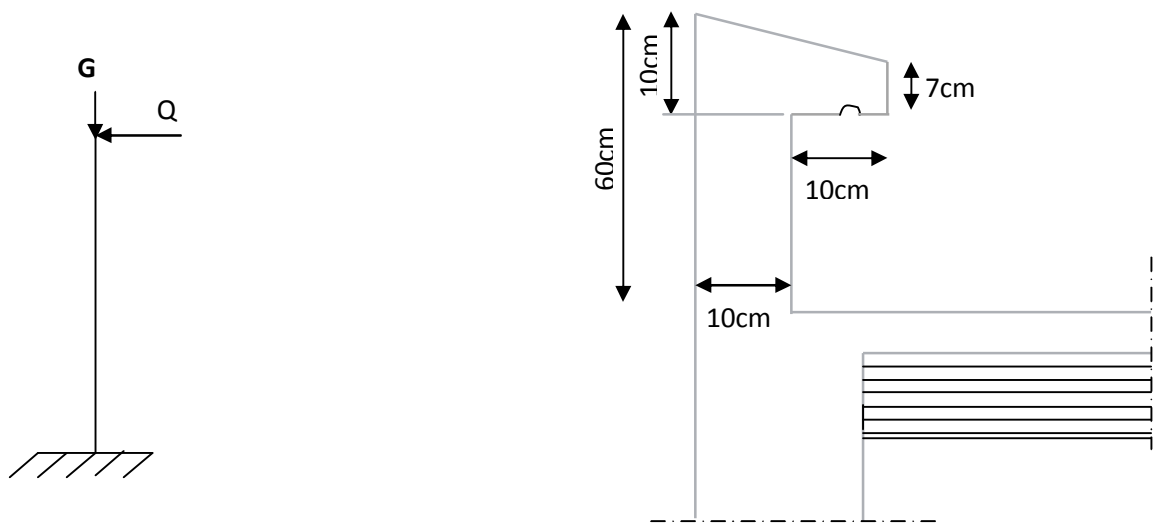


Figure III.45: Coupe verticale de l'acrotère.

III.6.2 Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G=1,675 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal due au poids propre G : $N=G \times 1=1,675 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T=Q \times 1=1,00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max due à la surcharge Q : $M=Q \times H \times 1=0,60 \text{ KN.m}$

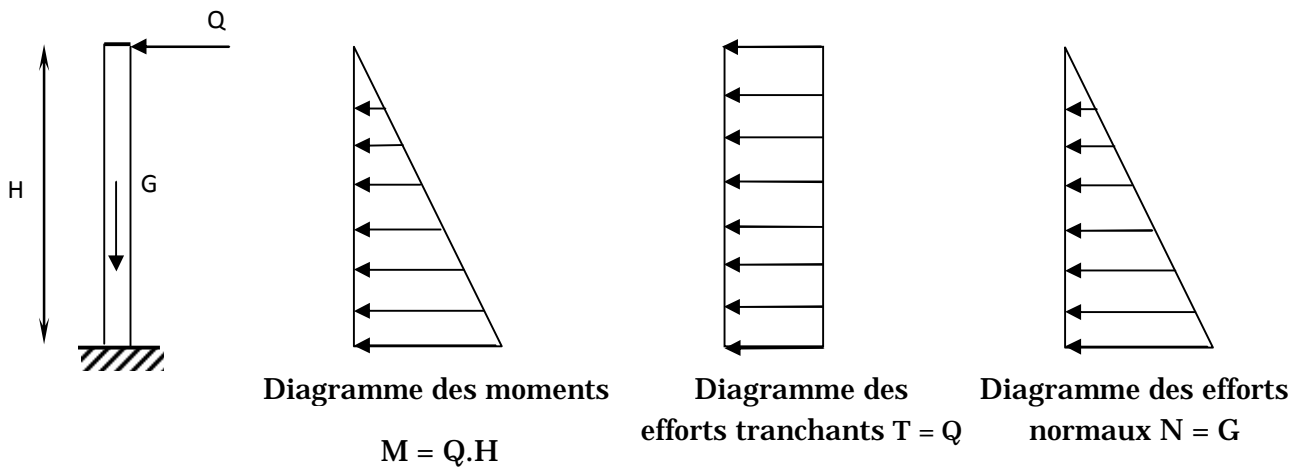
Diagramme des efforts :

Figure III.46 Schéma statique de l'acrotère

III.6.3 Combinaison de charges :**a. L'ELU**

Effort normal: $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN}$

Moment de renversement: $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$

b. L'ELS

Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1,675 \text{ KN}$

Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,6 \text{ KN m}$

III.6.4 Ferrailage de l'acrotère:**a. Calcul des armatures à l'ELU:**

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif

« M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

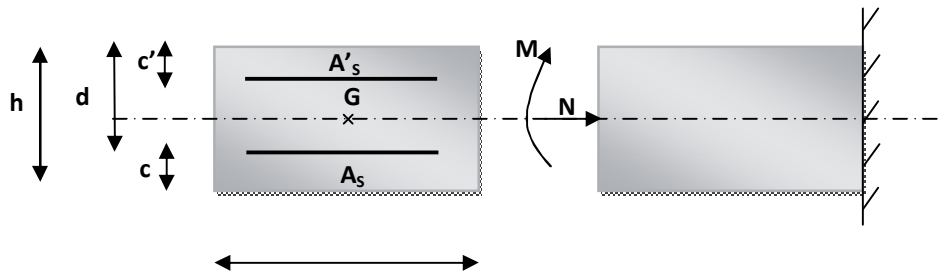


Figure III.47 Schéma statique de calcul

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,398 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,28 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

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

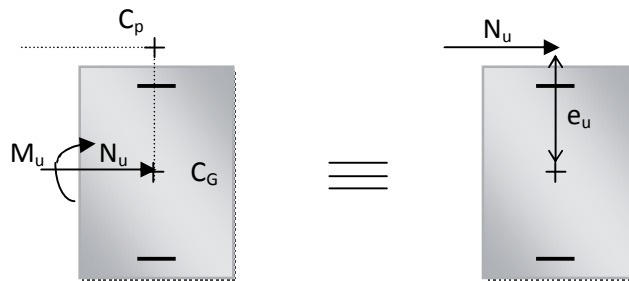


Figure III.48 Schéma statique de calcul

Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

- Armatures principales :

La section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_f = N_u \times a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39,8 + 2 = 41,8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2,26 \times 0,418 = 0,944 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,944 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,39 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

b. Les vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité (ArtA-4.2.1/BAEL 91)**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 d}{e_s - 0,185 d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 35,8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{35,8 - 0,445 \times 7}{35,8 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,29 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 /BAEL 91) :**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{Y_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1,5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa.}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 7,54} = 0,32\text{MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54\text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,32\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33\text{ cm}\} = 30\text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25\text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 30\text{cm.}$$

- **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2,84} = 211,64\text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25\text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa.}$$

c. Calcul à L'ELS :

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad N_s = 1,675 \text{ KN} \quad e_s = 35,8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3,5 \text{ cm.} \quad e_s = 35,8 > e_0 = 3,5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

d. La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s \times a = N_s \times [e_s + (0,5 h - c)] = 1,675 \times (35,8 + 2) \times 10^{-2} = 0,63 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0,0090 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 \Rightarrow K_1 = 35,0 \Rightarrow K = 1 / K_1 = 1 / 35 = 0,028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec} \quad \eta = 1,6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201,63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,63 \times 10^3}{0,9 \times 7 \times 201,63} = 0,49 \text{ cm}^2$$

e. La section des armatures réelles

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,49 - \frac{1,675 \times 10}{201,63} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

f. Les vérifications :

- Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 201,63 = 5,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91) :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1,93 \times 10}{1,13 \times 7 \times 0,9} = 2,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

g. Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 4 HA6/ml = 1,13 cm² avec S_t = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA6/ml = 1,13 cm² avec S_t = 25cm

III .6.5 Vérification de l'acrotère au séisme(Art 6.2.3 / RPA 99) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0,15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0,3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,675 = 0,30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La Condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

III.6 CALCUL DE L'ACROTÈRE

III.6.1 Introduction :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G due à son poids propre et à un effort latéral Q due à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

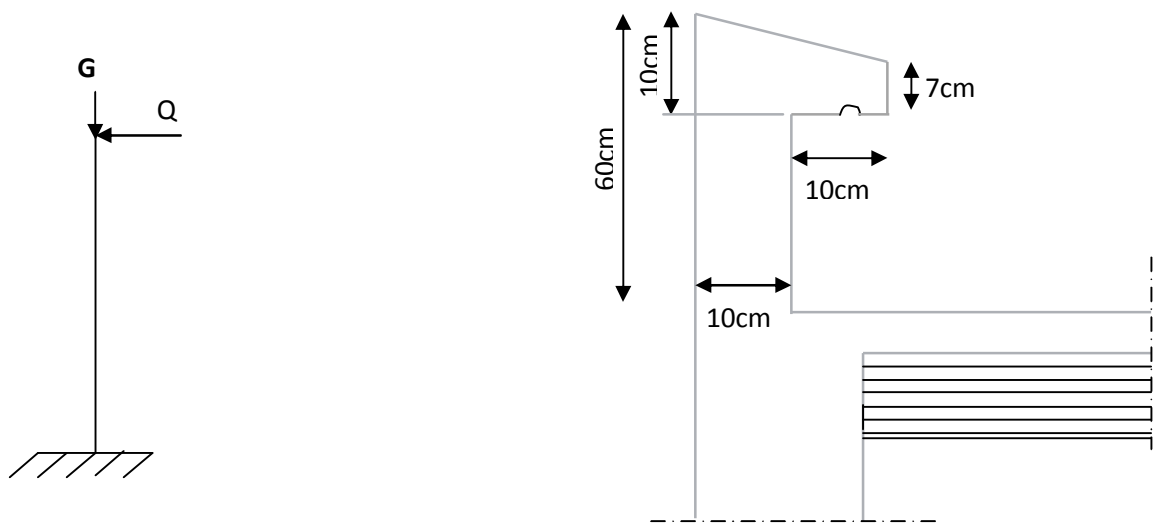


Figure III.45: Coupe vertical de l'acrotère.

III.6.2 Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G=1,675 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal due au poids propre G : $N=G \times 1=1,675 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T=Q \times 1=1,00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max due à la surcharge Q : $M=Q \times H \times 1=0,60 \text{ KN.m}$

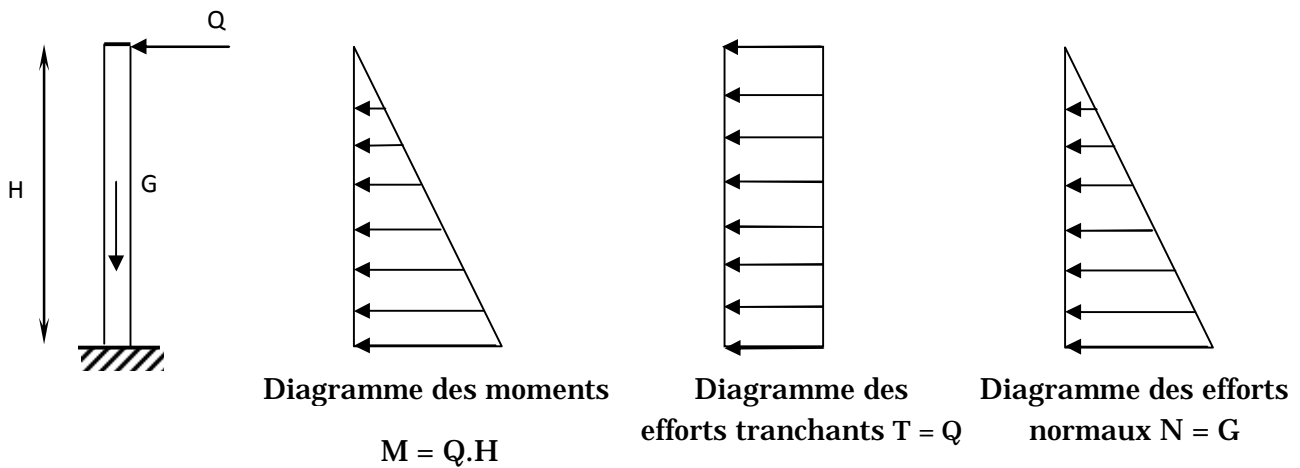
Diagramme des efforts :

Figure III.46 Schéma statique de l'acrotère

III.6.3 Combinaison de charges :**a. L'ELU**

Effort normal: $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{KN}$

Moment de renversement: $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN m}$

b. L'ELS

Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1,675 \text{ KN}$

Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,6 \text{ KN m}$

III.6.4 Ferrailage de l'acrotère:**a. Calcul des armatures à l'ELU:**

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif

« M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

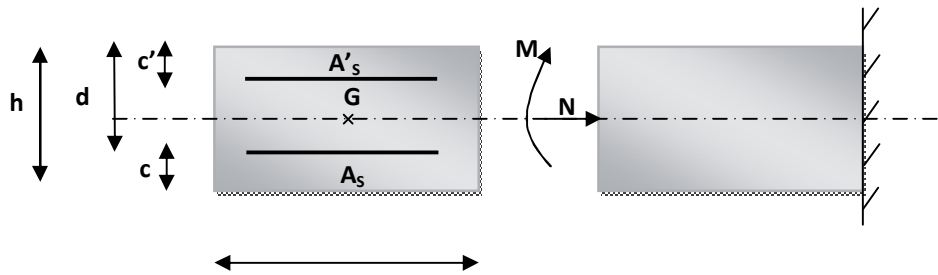


Figure III.47 Schéma statique de calcul

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,398 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,28 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

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

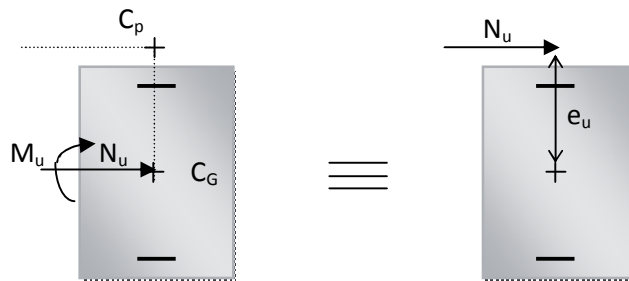


Figure III.48 Schéma statique de calcul

Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

- Armatures principales :

La section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_f = N_u \times a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39,8 + 2 = 41,8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2,26 \times 0,418 = 0,944 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,944 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,39 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

b. Les vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité (ArtA-4.2.1/BAEL 91)**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 35,8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{35,8 - 0,445 \times 7}{35,8 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,29 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 /BAEL 91) :**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{Y_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1,5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa.}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 7,54} = 0,32\text{MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54\text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,32\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33\text{ cm}\} = 30\text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25\text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 30\text{cm.}$$

- **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2,84} = 211,64\text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25\text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa.}$$

c. Calcul à L'ELS :

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad N_s = 1,675 \text{ KN} \quad e_s = 35,8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3,5 \text{ cm.} \quad e_s = 35,8 > e_0 = 3,5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

d. La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s \times a = N_s \times [e_s + (0,5 h - c)] = 1,675 \times (35,8 + 2) \times 10^{-2} = 0,63 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0,0090 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 \Rightarrow K_1 = 35,0 \Rightarrow K = 1 / K_1 = 1 / 35 = 0,028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec} \quad \eta = 1,6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201,63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,63 \times 10^3}{0,9 \times 7 \times 201,63} = 0,49 \text{ cm}^2$$

e. La section des armatures réelles

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,49 - \frac{1,675 \times 10}{201,63} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

f. Les vérifications :

- Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 201,63 = 5,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91) :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1,93 \times 10}{1,13 \times 7 \times 0,9} = 2,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

g. Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 4 HA6/ml = 1,13 cm² avec S_t = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA6/ml = 1,13 cm² avec S_t = 25cm

III .6.5 Vérification de l'acrotère au séisme(Art 6.2.3 / RPA 99) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0,15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0,3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,675 = 0,30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La Condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

Chapitre IV

***MODELISATION DE LA
STRUCTURE***

IV.1. INTRODUCTION :

A l'heure actuelle, nous disposons de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur maîtrise les bases de cette méthode ainsi que le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et par la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ses outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique, tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire. En effet, en tenant compte des considérations précédentes, pouvoir formuler un problème de calcul des structures et contrôler quasiment sans effort ses résultats, fournis par ordinateur.

IV.2. CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue, les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations.

Les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes ainsi que les modes propres de vibration.

IV.3.1 Terminologie du logiciel ETABS:

- **Grid line** : ligne de grille,
- **Joints** : nœuds,
- **Frame** : portique (cadre),
- **Shell** : voile,
- **Elément** : élément,
- **Restraints** : degrés de liberté(D.D.L),
- **Loads** : charge,
- **Uniformed loads** : point d'application de la charge,
- **Define** : définir,
- **Materials** : matériaux,
- **Concrete** : béton,
- **Steel** : acier,
- **Frame section** : coffrage,
- **Column** : poteau,
- **Beam** : poutre.
- **Number lines in X or Y direction** : nombre de lignes dans la direction X ou Y,
- **Spacing in X or Y direction** : longueur de travées dans le sens X ou Y (entre axes),
- **Number of stories** : nombre d'étages,
- **Typical story height** : hauteur d'étage courant,
- **Bottom story height**: hauteur du RDC.

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60 (figure IV.1). Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS.



Figure. IV.1 : ETABS 9.6

IV.3.2 Etapes de modélisation de la structure:

a. **Première étape** : Cette étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser. Plusieurs points y sont à spécifier :

- **Choix des unités** :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS (Figure IV.2). Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m comme unité de base pour les forces et les déplacements.



Figure IV.2 : Choix d'unité

- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** (Figure IV.3), cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portiques suivant y-y,
- Le nombre d'étages.

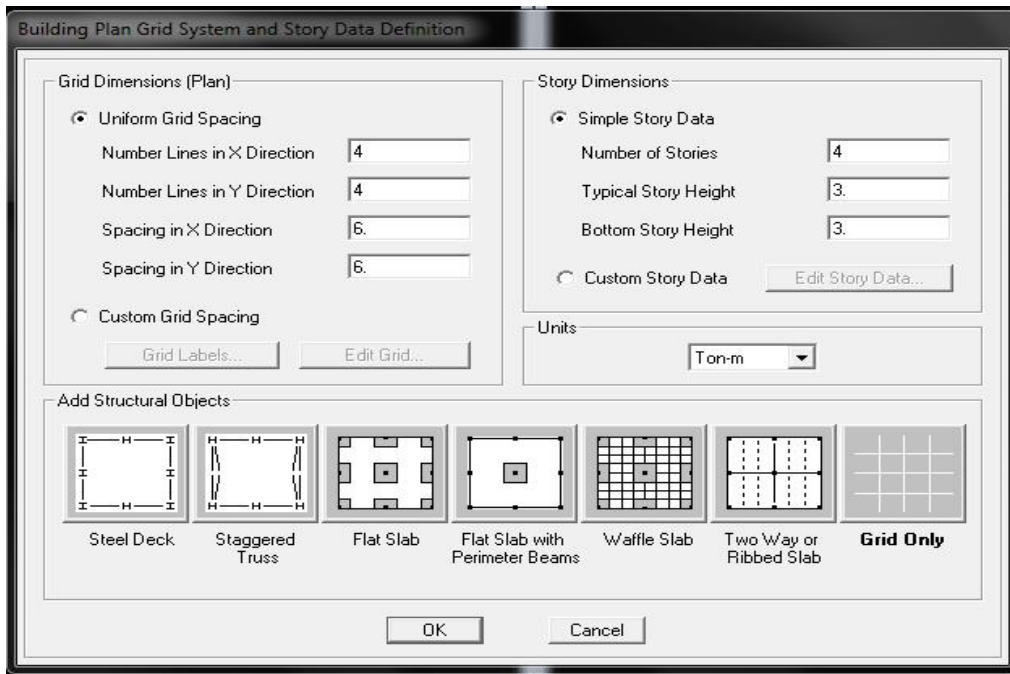


Figure IV.3 : définition de lignes de grille « GRID LINES ».

Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une à 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z ou Y-Z.

- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages suivant les figures IV.4 et IV.5. En effet, Pour modifier les longueurs de trames, on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit grid Data**. On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**. Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Story Data**.

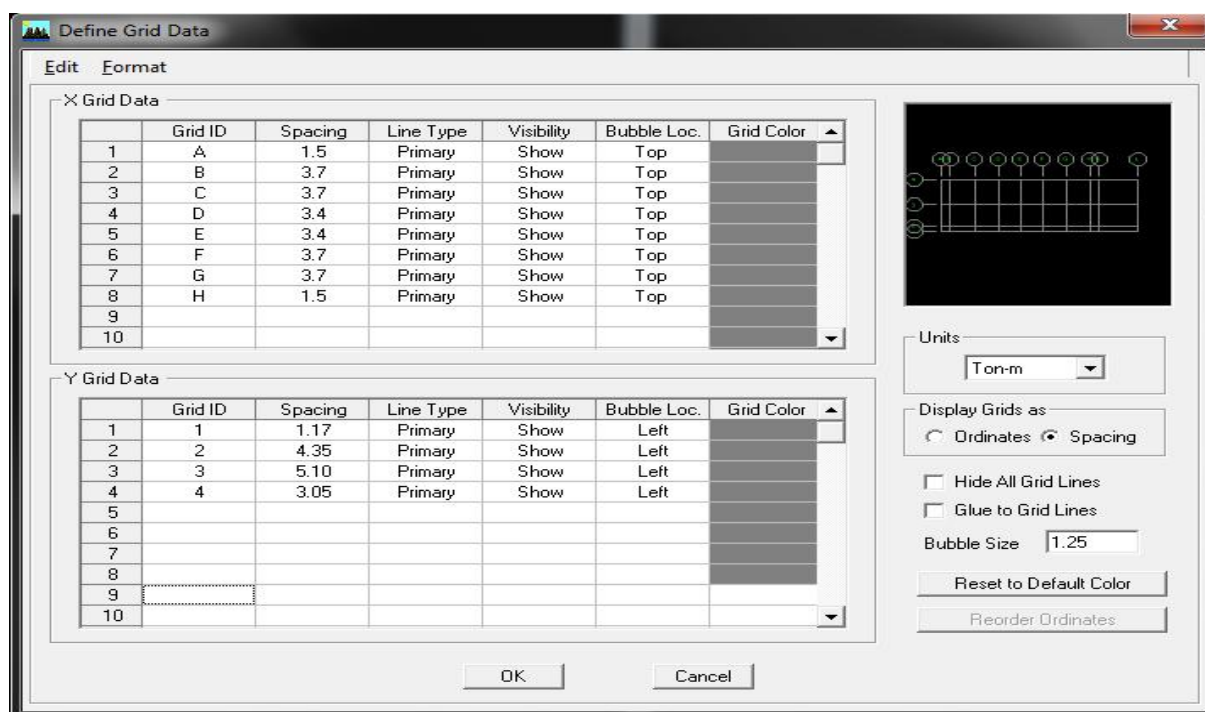


Figure IV.4 : Dimensions de la structure selon x-x et y-y

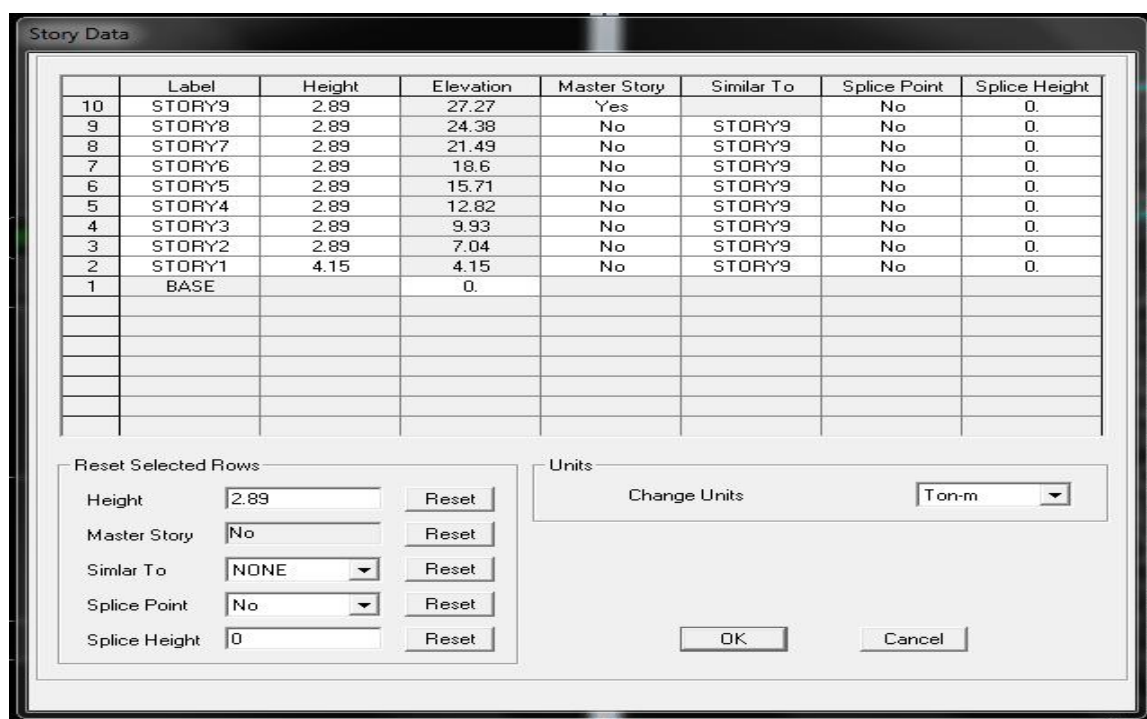


Figure IV.5 : Hauteurs des étages.

b. Deuxième étape : La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux, acier et béton.

On clique sur Define puis sur Material proprietes (figure IV.6). Le matériau CONC est sélectionné. Enfin, en cliquant sur Modify/Show Material (figure IV.7) les propriétés du matériau sélectionné sont affichées.

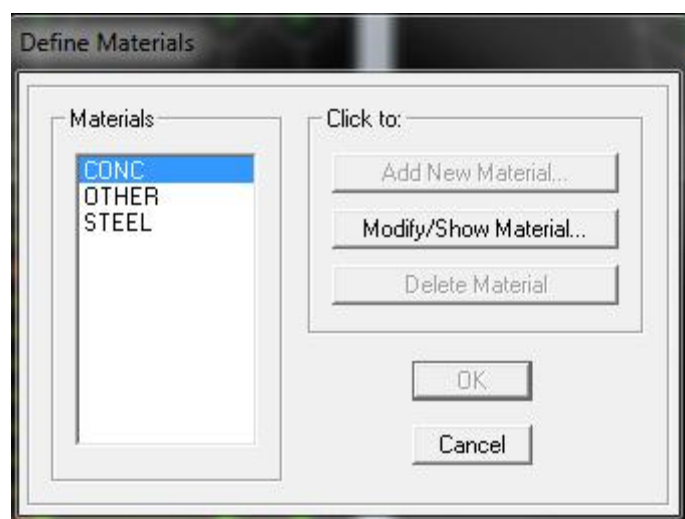


Figure IV.6 : Modification des propriétés des matériaux

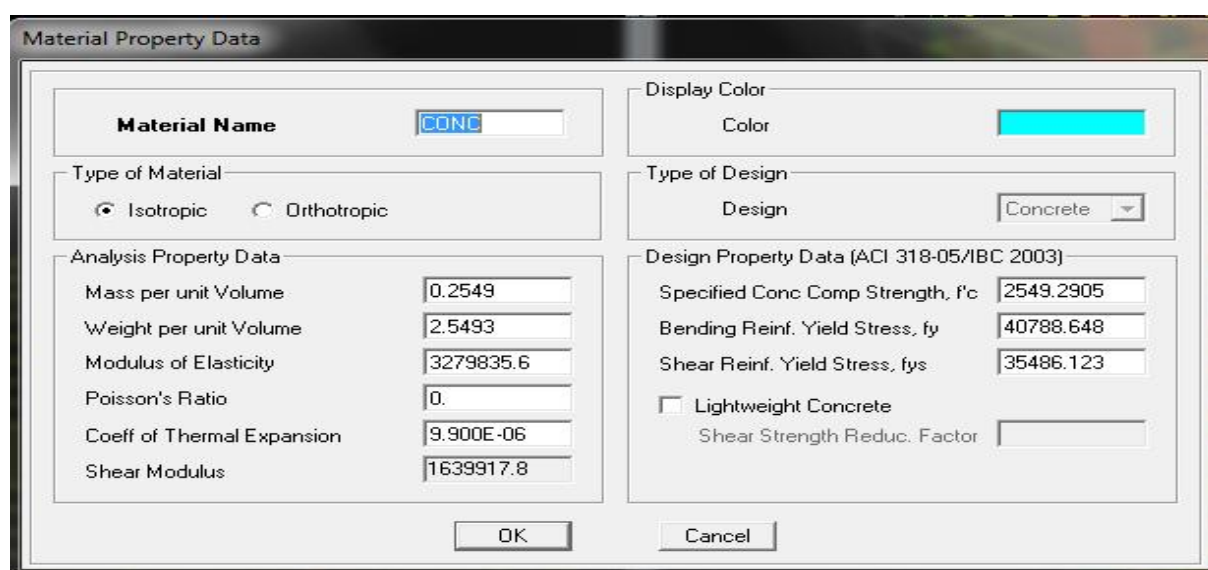


Figure IV.7 : Modification des propriétés du béton « concrete »

c. **Troisième étape :** La troisième étape consiste à introduire les propriétés géométriques des éléments de la structure (poutre, poteaux, dalle, voile...).

- **Éléments des portiques (Poteaux, poutres et poutrelles) :**
Nous entamons la création de la section des poutres comme suit :

On clique sur Define puis sur Frame sections. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire, add circle pour des section circulaire ou Add Tée pour une section en Té .

Les éléments (poteaux, poutres) de la structure à modéliser sont rectangulaires et en section Té pour les poutrelles.

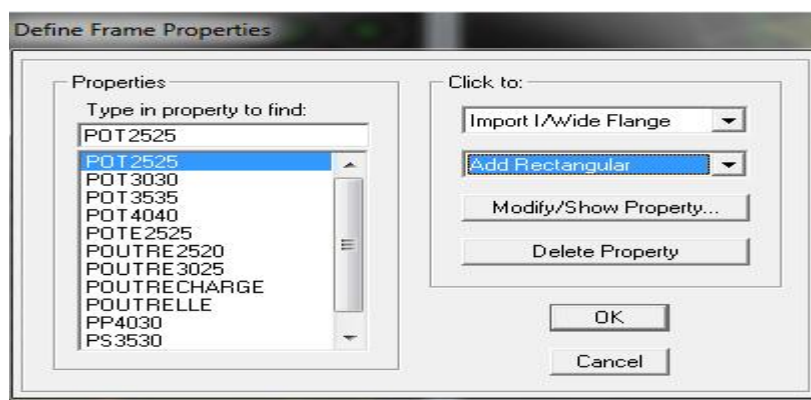


Figure IV.8: Définitions des sections des portiques

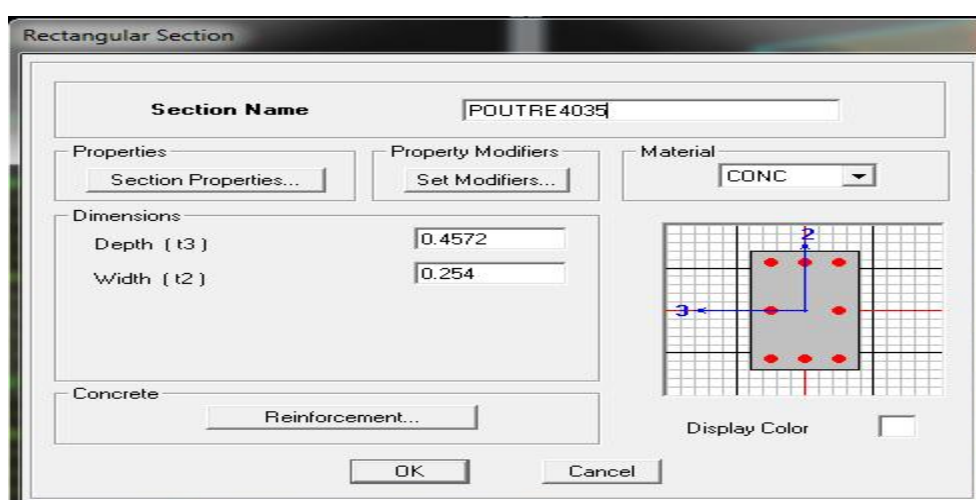


Figure IV.9 : poutre 40×35

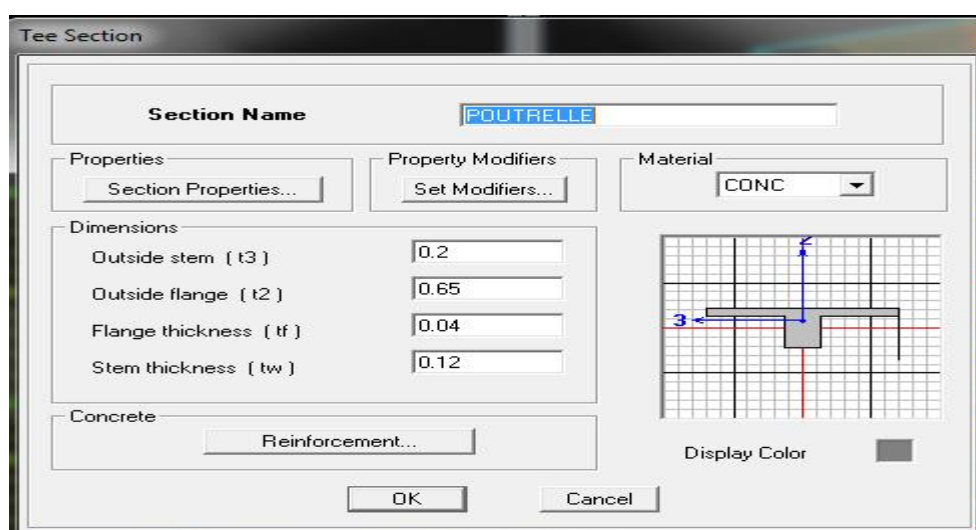



Figure IV.10 : propriété des poutrelles

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures. Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et d'autres propriétés calculées par ETABS.

Pour introduire les sections précédentes dans la structure, on suit les étapes suivantes :

Cliquer sur  ensuite, choisir la section voulue.

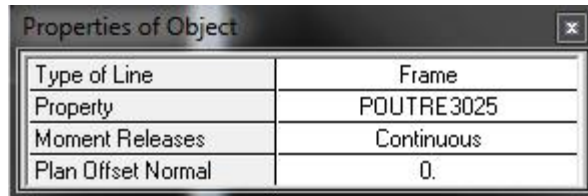


Figure IV.11 : Option de choisir la section voulue.

Sur une ligne de grille, un nouvel élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs, horizontalement ou verticalement.

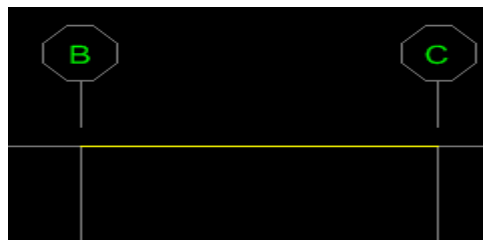




Figure IV.12 : Introduction des poutres sur l'ETABS

Pour tracer librement l'élément, on choisit , on clique sur le point de départ, ensuite, sur le point final. Il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes de grille.

Pour les planchers en corps creux, on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm. La direction souhaitée est ensuite choisie en cliquant sur le vide de la grille.

- **Dalles pleines et voiles :**

Pour les créer, on choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section**, on clique sur **Add New Wall** pour un voile et sur **Add New slab** pour une dalle. Une nouvelle fenêtre apparaît; où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle ainsi que son épaisseur.

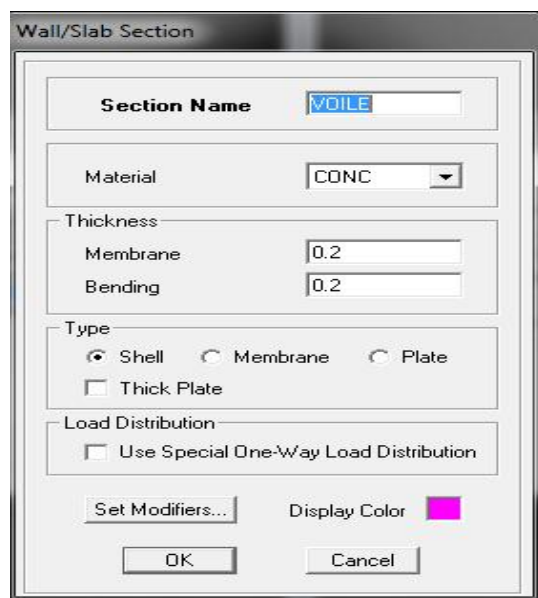


Figure IV.13 : Introduire un voile.

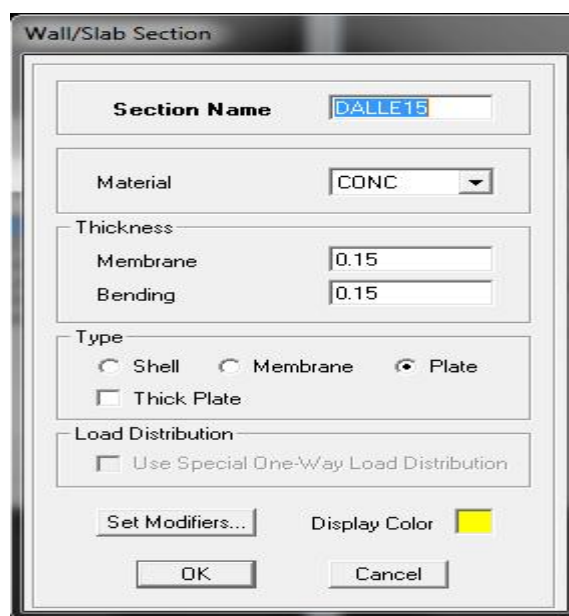





Figure IV.14 : Introduire une dalle pleine

Pour introduire les voiles dans la structure, on clique sur  si on est en plan ou on le trace librement en élévation, on choisissant l'icône : .

d. **Quatrième étape :** La quatrième étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis...), pour la structure à modéliser.

- **Les appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris. On attribue des appuis (restraints) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur . Cliquer ensuite sur l'icône qui représente un encastrement, dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A).

Assign → Joint/point → Restraints



Figure IV.15 : Choix du système de liaison

- **Mass-Source (masse revenant à chaque plancher) :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse, qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**. Pour créer ces masses, on passe par **define-mass source**, une fenêtre apparaît. On donne la valeur 1 pour la charge permanente et la valeur β pour la charge d'exploitation, suivant la nature de la structure donnée par le RPA.

Remarque : Le modèle prend les charges permanentes et d'exploitations, comme des charges linéairement réparties et ce, on cochant la case **From loads**.

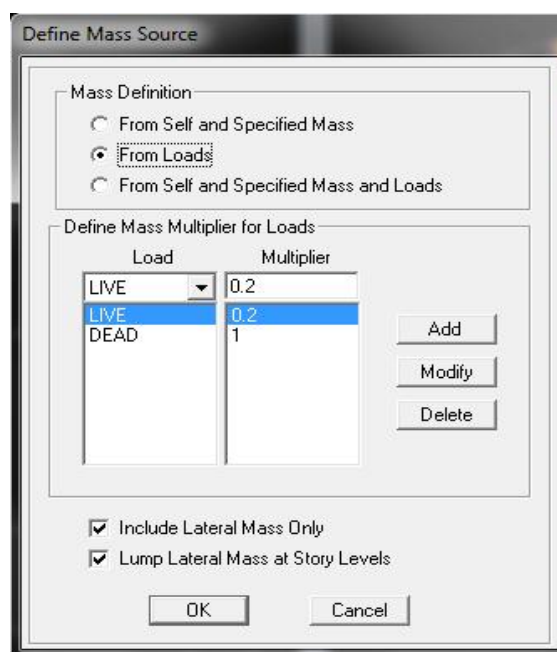


Figure IV.16 : Définition de la masse source

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre, de sorte qu'ils forment un diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. Dans le menu, déroulant : Assign/point-rigid diaphragm. Choisir Add NEW Diaphragm, On note: D1 pour étage 1, puis on clique sur OK.

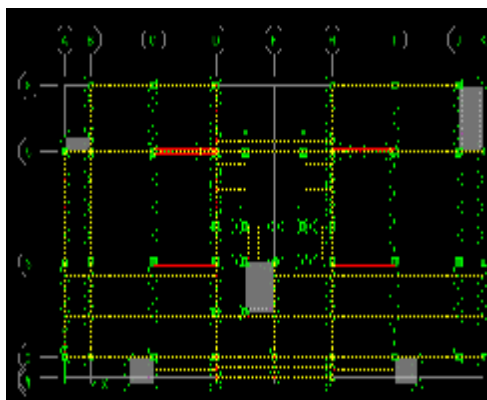


Figure IV.17 : Sélection de tout le plancher



Figure IV.18 : Détermination des diaphragmes

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm**, on clique sur **OK** pour valider. On refait l'opération pour le deuxième plancher que l'on appelle D2 et ainsi de suite, pour tous les autres planchers.

e. Cinquième étape : Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et a des surcharges d'exploitation Q. Pour les définir on clique sur : **Define /static Load Cases**.

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G,

Type : DEAD (permanente),

Self weight multiplier (Coefficient interne, poids propre) : 1

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): Q,

Type : LIVE (exploitation),

Self weight multiplier (Coefficient interne, poids propre) : 0

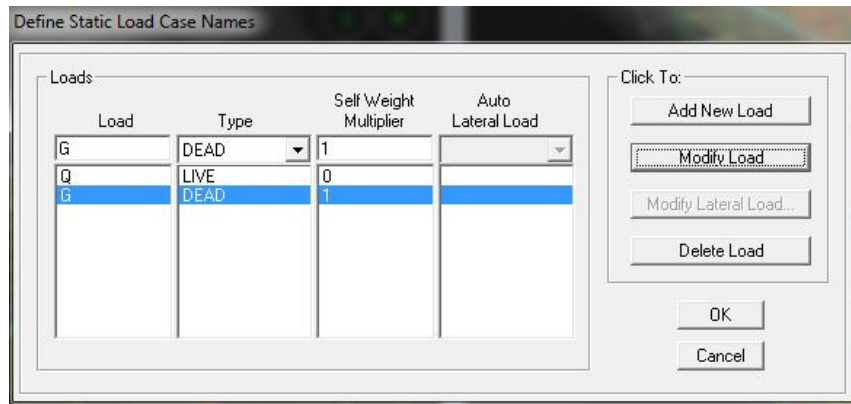



Figure IV.19 : paramètres de la charge statique

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur , qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on aura à spécifier :

- Le nom de la charge,
- Son type (force ou moment),
- Sa direction,
- La valeur et le point d'application des charges concentrées,
- La valeur de la charge uniformément répartie.

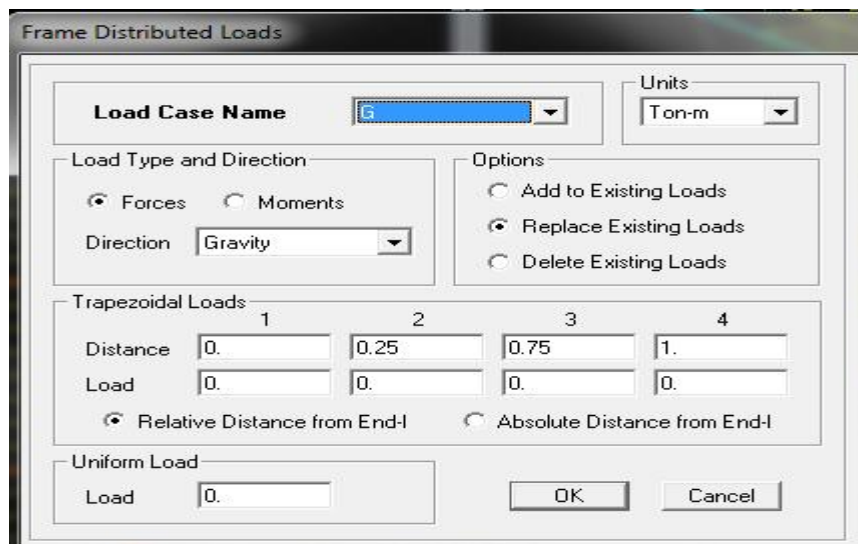


Figure IV.20 : Introduction des charges dans ETABS.

Enfin, on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel). On ne charge que les poutrelles et les poutres secondaires. Cette charge sera ensuite transmise au poutre principale et ainsi de suite jusqu'aux poteaux et fondations.


Dans notre cas :

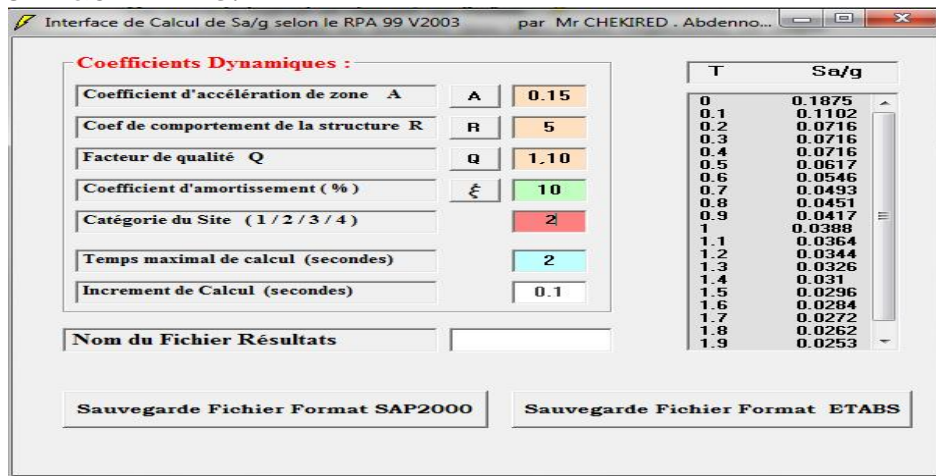
- Plancher à usage habitation : $G = 0,248$ ton/ml et $Q = 0,0975$ ton/ml.
- Plancher terrasse : $G = 0,287$ ton/ml et $Q = 0,065$ ton/ml.
- Dalle pleine pour balcons : $G = 0,18$ ton/ml et $Q = 0,35$ ton/ml.

b. **Charge sismique (E)** : Pour le calcul dynamique de la structure, on introduit un spectre de réponse conçu par le Centre Génie para Sismique (C.G.S). Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g), pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée, pour des valeurs successives de périodes propres T .

Les données à introduire dans le logiciel sont :

- Zone IIa : Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003,
- Groupe d'usage 2 : bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA,
- Coefficient de comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction,
- Remplissage « Dense »: Cloisons en maçonnerie,
- Site S_2 : voir Chapitre I,
- Facteur de qualité « Q »: $Q=1.15$.

On ouvre le logiciel SRPA99V2003 en cliquant sur l'icône . Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.



The screenshot shows the 'Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003' window. It contains several input fields for dynamic coefficients and a table of the response spectrum.

Coefficients Dynamiques :		
Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.10
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats		
Sauvegarde Fichier Format SAP2000		
Sauvegarde Fichier Format ETABS		

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1102
0.2	0.0716
0.3	0.0716
0.4	0.0716
0.5	0.0617
0.6	0.0546
0.7	0.0493
0.8	0.0451
0.9	0.0417
1	0.0388
1.1	0.0364
1.2	0.0344
1.3	0.0326
1.4	0.031
1.5	0.0296
1.6	0.0284
1.7	0.0272
1.8	0.0262
1.9	0.0253

Figure IV.21 : Détermination des caractéristiques du spectre de réponse

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : Définir / Response Spectrum Functions / Spectrum from file / Function Name (nom du spectre): RPA.

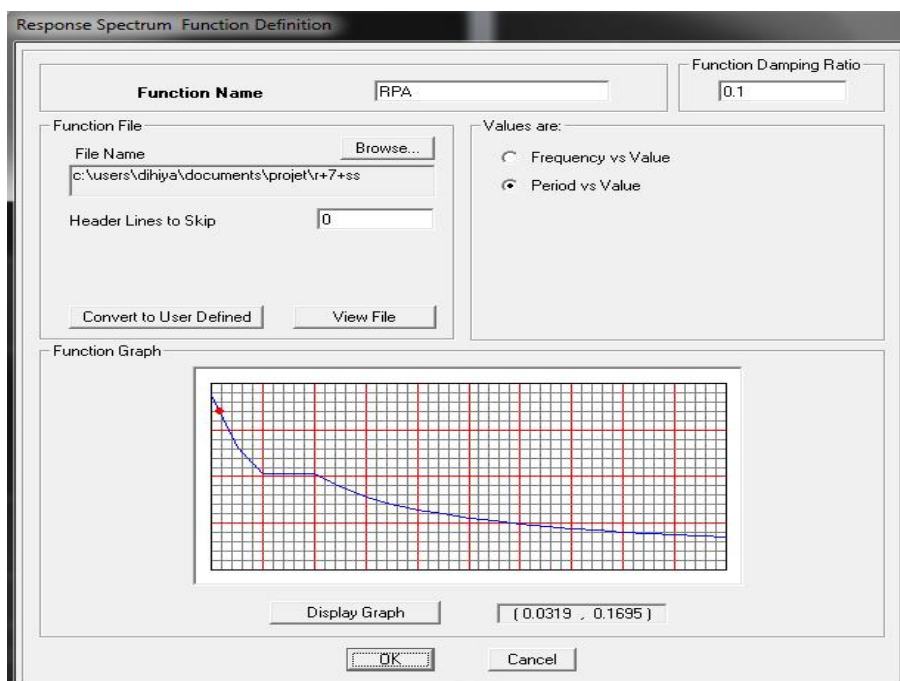


Figure IV.22 : Spectre de réponse selon le RPA

Le spectre étant introduit, nous passons à la prochaine étape, qui consiste en la définition du chargement E (séisme). Pour cela on clique sur : **Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum**

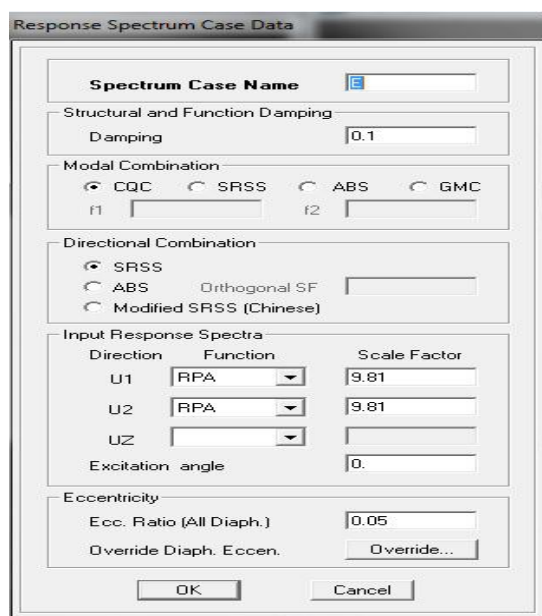


Figure IV.23 : Directions du séisme selon le RPA.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte, dans les deux directions principales (U1 et U2).

f. **Sixième étape** : Celle-ci consiste à spécifier les combinaisons des charges, **Define** → **Load combinations**. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison ainsi que les charges avec leurs coefficients.

Par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) : Choisir G dans la case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** puis cliquer sur **Add**.

Ainsi, choisir Q dans la case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** puis cliquer sur **Add**. Enfin, valider avec **OK**. On revient ensuite vers la fenêtre **Define Load combinations**, pour définir une autre combinaison. Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**.

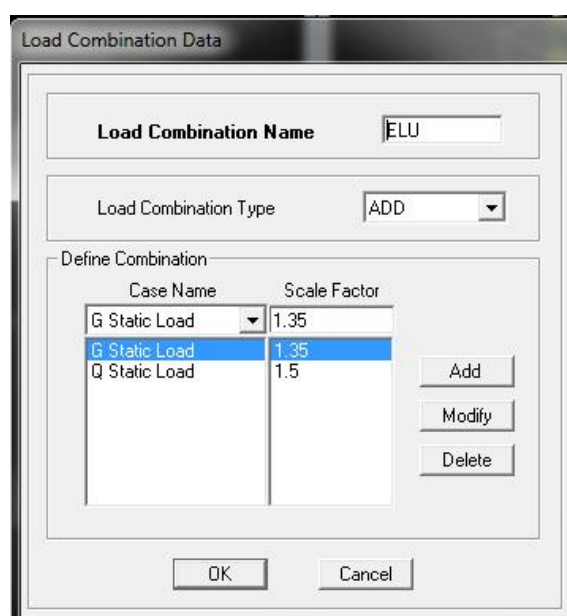


Figure IV.24 : Définition des combinaisons d'action

g. **Septième étape** : Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème. En effet, on aura à spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération.

- **Modes de vibration** :

Analyze → **Set analyz Options** → **Cocher Dynamic Analyssis**

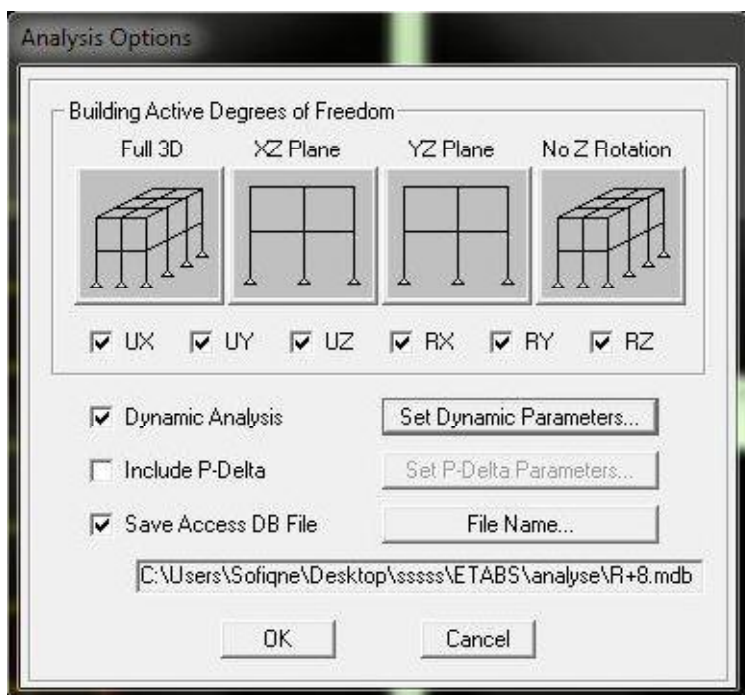


Figure IV.25 : Nombre de mode à considérer.

- Cliquer sur **Set Dynamic Parameter** : On spécifie le nombre de modes à prendre en considération, dans **Number of Modes** puis on valide avec **OK**. Valider une autre fois, dans la fenêtre de **Analysis option**.

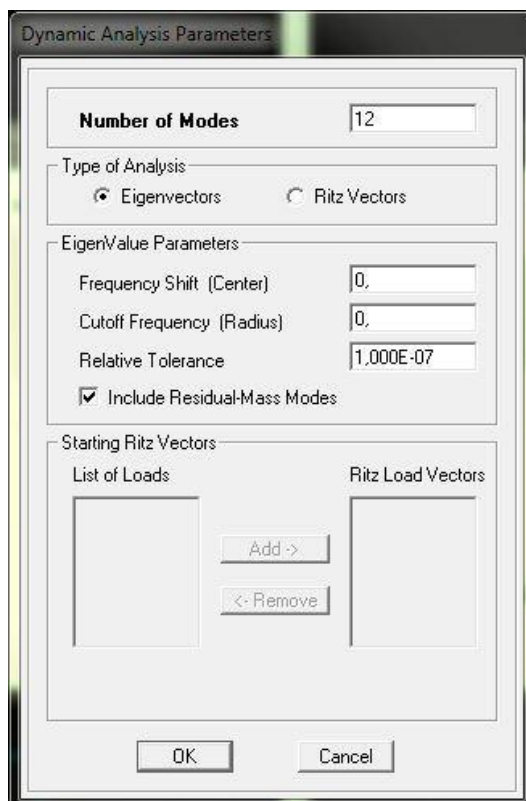


Figure IV.26 : Modes à considérer

h. Huitième étape : C'est la partie où l'on crée le fichier résultat.

- **Exécution : Analyze → Run (f5) :** On clique sur ETABS, il nous demande un nom pour le fichier ; c'est à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File → Save as.**

- **Visualisation des résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display → show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal participating mass ratio ».

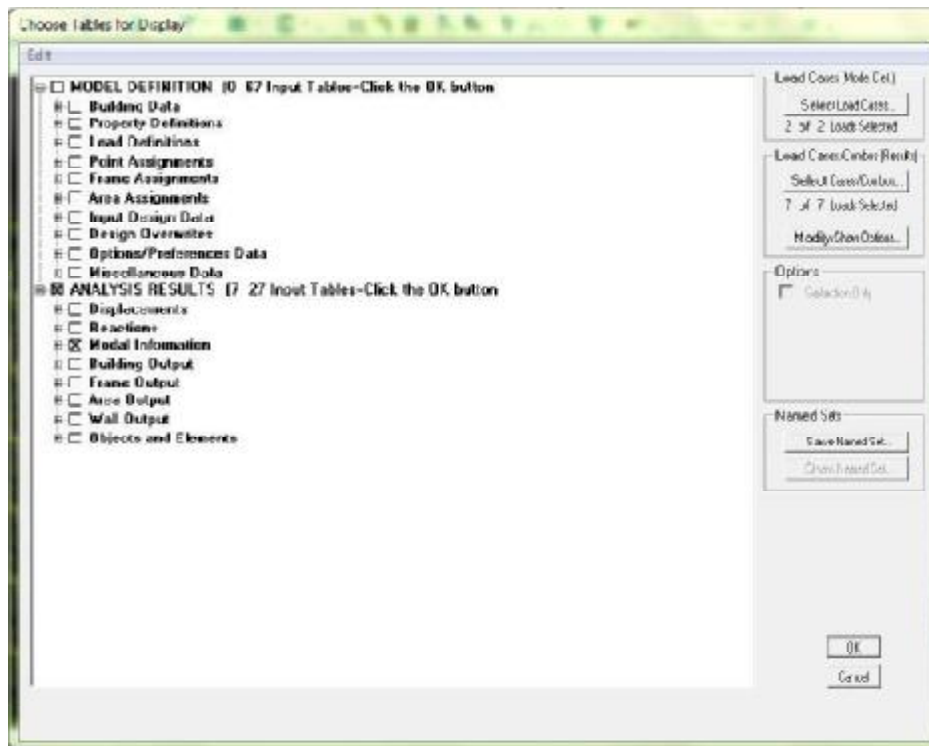


Figure IV.27 : Méthode de visualiser la période et la participation massique

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.643176	9.7782	0.0129	0.0000	9.7782	0.0129	0.0000	0.0181
	2	0.523284	0.0067	69.7683	0.0000	9.7849	69.7812	0.0000	98.1555
	3	0.454687	61.5300	0.0174	0.0000	71.3149	69.7986	0.0000	0.0246
	4	0.149994	3.9983	0.0050	0.0000	75.3132	69.8036	0.0000	0.0003
	5	0.115447	0.0699	19.7827	0.0000	75.3831	89.5863	0.0000	1.5121
	6	0.111968	14.4269	0.1238	0.0000	89.8100	89.7102	0.0000	0.0094
	7	0.064843	1.7433	0.0013	0.0000	91.5533	89.7115	0.0000	0.0001
	8	0.051463	4.1496	0.1108	0.0000	95.7030	89.8223	0.0000	0.0040
	9	0.050783	0.0861	6.0224	0.0000	95.7891	95.8447	0.0000	0.2192
	10	0.038209	0.9191	0.0007	0.0000	96.7082	95.8454	0.0000	0.0000
	11	0.032237	1.5563	0.0003	0.0000	98.2645	95.8457	0.0000	0.0000
	12	0.031033	0.0007	2.4370	0.0000	98.2652	98.2826	0.0000	0.0388

Figure IV.28 : Valeur de la période et la participation massique

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY.

i. **Neuvième étape** : L'indication du contenu du fichier résultat comprend les points suivant, ces mêmes points qui nous résument le comportement de notre structure et donc le but même de ce travail.

- **Déformée de la structure :**

On clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

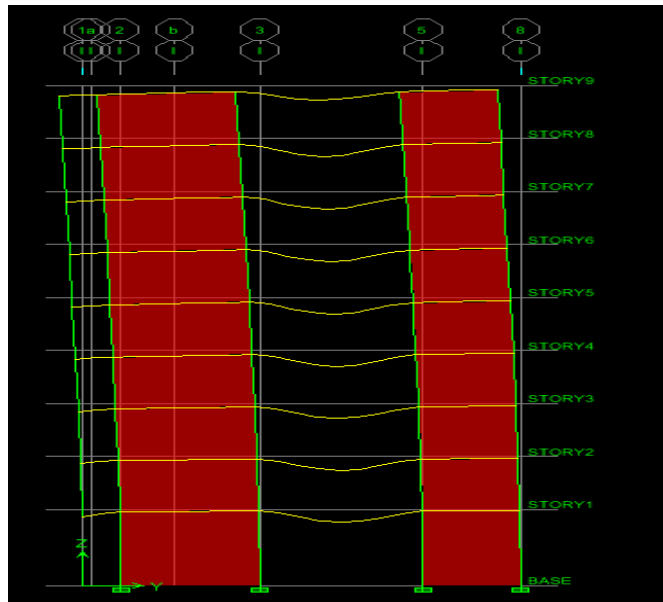


Figure IV.29: Déformation de la structure selon une combinaison d'action donnée.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**, dans le menu **Display**.

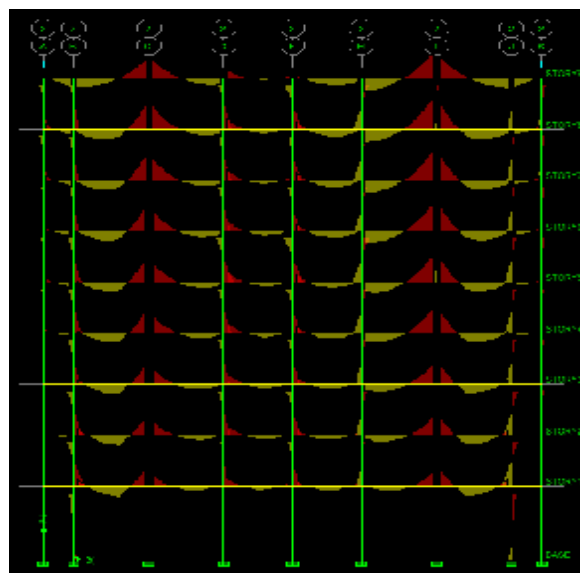


Figure IV.30: vue du diagramme des efforts internes

- Efforts internes dans les éléments barres :
- Les poutres : Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur : **Display Show tables**. Dans **Frame Output**, on sélectionne **Frame Forces** (Efforts dans les barres). Enfin, on clique sur **Select Case/comb**, pour choisir la combinaison d’actions puis sur **OK**.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY9	B228	LIVE	0.125	0.00	-0.23	0.00	-0.007	0.000
	STORY9	B228	LIVE	0.533	0.00	-0.20	0.00	-0.007	0.000
	STORY9	B228	LIVE	0.942	0.00	-0.17	0.00	-0.007	0.000
	STORY9	B228	LIVE	1.350	0.00	-0.15	0.00	-0.007	0.000
	STORY9	B228	DEAD	0.125	0.00	-1.08	0.00	-0.125	0.000
	STORY9	B228	DEAD	0.533	0.00	-0.86	0.00	-0.125	0.000
	STORY9	B228	DEAD	0.942	0.00	-0.63	0.00	-0.125	0.000
	STORY9	B228	DEAD	1.350	0.00	-0.40	0.00	-0.125	0.000
	STORY9	B228	ELU	0.125	0.00	-1.80	0.00	-0.179	0.000
	STORY9	B228	ELU	0.533	0.00	-1.45	0.00	-0.179	0.000
	STORY9	B228	ELU	0.942	0.00	-1.11	0.00	-0.179	0.000
	STORY9	B228	ELU	1.350	0.00	-0.76	0.00	-0.179	0.000
	STORY9	B228	ELS	0.125	0.00	-1.31	0.00	-0.132	0.000
	STORY9	B228	ELS	0.533	0.00	-1.06	0.00	-0.132	0.000
	STORY9	B228	ELS	0.942	0.00	-0.80	0.00	-0.132	0.000
	STORY9	B228	ELS	1.350	0.00	-0.55	0.00	-0.132	0.000
	STORY9	B228	08GPE	0.125	0.00	-0.87	0.00	-0.100	0.000
	STORY9	B228	08GPE	0.533	0.00	-0.60	0.00	-0.100	0.000

Figure IV.31 : Efforts internes dans les poutres

- Les poteaux : Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers, puis on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY9	C1	LIVE	0.000	-0.45	-0.01	0.14	0.000	0.19
	STORY9	C1	LIVE	1.245	-0.45	-0.01	0.14	0.000	0.01
	STORY9	C1	LIVE	2.490	-0.45	-0.01	0.14	0.000	-0.15
	STORY9	C1	DEAD	0.000	-3.29	-0.14	0.65	0.000	0.89
	STORY9	C1	DEAD	1.245	-3.00	-0.14	0.65	0.000	0.08
	STORY9	C1	DEAD	2.490	-2.72	-0.14	0.65	0.000	-0.71
	STORY9	C1	ELU	0.000	-5.11	-0.21	1.09	0.001	1.49
	STORY9	C1	ELU	1.245	-4.73	-0.21	1.09	0.001	0.13
	STORY9	C1	ELU	2.490	-4.34	-0.21	1.09	0.001	-1.22
	STORY9	C1	ELS	0.000	-3.74	-0.15	0.79	0.000	1.08
	STORY9	C1	ELS	1.245	-3.45	-0.15	0.79	0.000	0.09
	STORY9	C1	ELS	2.490	-3.16	-0.15	0.79	0.000	-0.85
	STORY9	C1	08GPE	0.000	-2.63	-0.11	0.52	0.000	0.71
	STORY9	C1	08GPE	1.245	-2.40	-0.11	0.52	0.000	0.06
	STORY9	C1	08GPE	2.490	-2.17	-0.11	0.52	0.000	-0.58
	STORY9	C1	08GME	0.000	-2.63	-0.11	0.52	0.000	0.71
	STORY9	C1	08GME	1.245	-2.40	-0.11	0.52	0.000	0.06
	STORY9	C1	08GME	2.490	-2.17	-0.11	0.52	0.000	-0.58

Figure IV.32 : les efforts dans les poteaux

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans Area Output, on clique sur Area forces and Stresses et on sélectionne une combinaison d'actions.

Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNo
STORY9	W68	Wall	1	24	ELU	Combination	-	
STORY9	W68	Wall	1	38	ELU	Combination	-	
STORY9	W68	Wall	1	38	ELU	Combination	-	
STORY9	W68	Wall	1	24	ELU	Combination	-	
STORY9	W69	Wall	2	31	ELU	Combination	-	
STORY9	W69	Wall	2	10	ELU	Combination	-	
STORY9	W69	Wall	2	10	ELU	Combination	-	
STORY9	W69	Wall	2	31	ELU	Combination	-	
STORY9	W70	Wall	3	26	ELU	Combination	-	
STORY9	W70	Wall	3	28	ELU	Combination	-	
STORY9	W70	Wall	3	28	ELU	Combination	-	
STORY9	W70	Wall	3	26	ELU	Combination	-	
STORY9	W71	Wall	4	23	ELU	Combination	-	
STORY9	W71	Wall	4	24	ELU	Combination	-	
STORY9	W71	Wall	4	24	ELU	Combination	-	
STORY9	W71	Wall	4	23	ELU	Combination	-	
STORY9	W72	Wall	5	12	ELU	Combination	-	

Figure IV.33 : Extraction des efforts interne dans les voiles

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables, puis on coche Displacements. Pour une meilleure visualisation, on exporte le tableau sur Excel. La colonne Ux correspond au sens xx et la colonne Uy au sens yy.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY9	D9	ELU	-0.0004	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
STORY8	D8	ELU	-0.0003	-0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
STORY7	D7	ELU	-0.0002	-0.0013	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY6	D6	ELU	-0.0002	-0.0010	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY5	D5	ELU	-0.0001	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY4	D4	ELU	-0.0001	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY3	D3	ELU	-0.0001	-0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY2	D2	ELU	0.0000	-0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	D1	ELU	0.0000	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Figure IV.34 : Valeurs des déplacements

Pour visualiser les déplacements, le menu Show deformed Shape conduit à une fenêtre, où il nous faut spécifier le cas de chargement. L'option LOAD permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou bien de laisser ETABS en choisir un, automatiquement.

L'option cubic curve permet d'illustrer la déformée, avec une interpolation cubique tenant compte, non seulement des translations mais également des rotations et est donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur Start Animation, en bas de l'écran pour voir et même entendre, si on a une carte son, la structure tanguer (d'un mode à un autre). De plus, il est possible de créer un fichier vidéo Avi de l'animation, avec le menu View et Creat Open View.

On peut également imprimer la structure sous sa forme « déformée » avec le menu **File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché, ne nous permet pas d'avoir directement les efforts max recherchés, On choisit alors de l'exporter sur **Excel**, afin de mieux exploiter nos résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables**. On coche **Reactions**, ensuite dans **Select Cases/comb**, on choisit **E**.

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	2	E	0.23	0.21	11.57	0.758	0.653	0.051
	BASE	3	E	0.23	0.32	5.38	0.905	0.604	0.051
	BASE	5	E	0.26	0.33	6.56	0.927	0.657	0.051
	BASE	7	E	0.20	0.24	12.20	0.808	0.645	0.051
	BASE	9	E	0.41	31.55	221.11	9.970	1.281	0.051
	BASE	10	E	20.58	32.33	135.40	11.774	7.872	0.051
	BASE	12	E	4.24	17.91	107.20	6.904	2.694	0.024
	BASE	14	E	0.40	17.78	133.82	6.728	1.175	0.051
	BASE	16	E	0.23	0.21	11.52	0.756	0.654	0.051
	BASE	17	E	0.23	0.31	5.53	0.903	0.606	0.051
	BASE	19	E	0.25	0.32	6.52	0.916	0.646	0.051
	BASE	21	E	0.19	0.24	11.98	0.798	0.629	0.051
	BASE	23	E	0.42	31.47	221.68	9.943	1.292	0.051
	BASE	24	E	20.94	32.25	143.10	11.741	7.982	0.051
	BASE	26	E	3.92	17.53	99.76	6.772	2.676	0.032
	BASE	28	E	0.40	17.42	129.11	6.606	1.175	0.051
	BASE	30	E	0.27	0.08	12.43	0.332	0.708	0.051

Figure IV.35 : Dédire des efforts tranchants et moment sismique

- **Efforts tranchant dans les niveaux :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View**, on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**. Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw**, on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	148.2628	151.9934	9.925E-10	148.2628	151.9934	0.1592
Moment	2734.7837	2727.9667	1300.3118	2736.0933	2732.8193	1300.3118

Figure IV.36 : Déduire les efforts tranchants à l'aide de section cut

Remarque : En désélectionnant la case **Walls**, on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant les cases **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyse**, se retrouve dans un fichier **out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité, imprimé et pouvant s'ouvrir dans un environnement texte tel que, **Word** ou **bloc note de Windows**, pour ce faire :

Fermer le logiciel **Etabs** sans arrêter l'analyse, puis chercher le fichier **Out** avec l'outil de recherche de **Windows**.

Chapitre V

VERIFICATIONS

VIS-A-VIS

DU RPA

V.1 INTRODUCTION :

Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique. Ces déplacements de la lithosphère provoquent des secousses qui peuvent être tout aussi imperceptibles que destructrices.

Les séismes font donc peser de graves menaces sur les populations qui vivent dans des régions sismiques. En effet, ils peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages ou même en déclenchant de catastrophiques glissements de terrains.

L'Algérie se situe dans une zone de subduction où les deux plaques tectoniques, africaine et eurasienne, se rejoignent d'année en année par déplacement permanent vers le nord ouest. Ainsi, le nord de l'Algérie est une zone à risque sismique imminent.

Dans le but de protéger la population, le règlement parasismique algérien (RPA) prévoit des mesures préventives et nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable. Celles-ci se résument comme suit :

- Vérification de la période et de la participation modale.
- Vérification de l'excentricité.
- Justification du système de contreventement.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- L'effet du 2ème ordre (effet P- Δ).

V.2 VERIFICATION DE LA PERIODE ET DE LA PARTICIPATION MODALE :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune de ces directions d'excitation doit être tel que :

- a. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % aux moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- b. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Avec : N : nombre de niveaux au dessus du sol.
 T_K : période du mode K .

- c. Selon l'article 4.2.4 du RPA2003, la valeur de la période donnée par le logiciel de calcul « ETABS », ne doit pas dépasser la valeur estimée par la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.720	73.592	0.003	0
2	0.581	73.601	69.323	0
3	0.540	73.875	69.593	0
4	0.208	88.787	69.593	0
5	0.134	88.787	88.709	0
6	0.125	88.793	88.737	0
7	0.098	94.419	88.737	0
8	0.058	94.419	95.392	0
9	0.057	97.182	95.393	0
10	0.054	97.241	95.402	0
11	0.037	98.638	95.402	0
12	0.034	98.638	98.220	0

Tableau V.1 : Périodes et participations massiques.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 7.

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

Avec :

$C_T=0,05$: Coefficient donné par le tableau 4.6 du RPA99.

$h_N=27,27\text{m}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base du bâtiment jusqu'au dernier niveau.

A.N :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (27,27)^{3/4} = 0,597\text{s}$$

$$T_{\text{ETABS}} = 0,720\text{ s}$$

$$1,3 \times 0,597 = 0,776\text{ s}$$

$$T_{\text{ETABS}} < 30\% T_{\text{empirique}}$$

Condition vérifiée.

V.3 : VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE:

V.3.1 Définition :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

V.3.2 : Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragm	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	34.876	34.876	12.461	6.86	12.295	7.689
STORY2	D2	31.025	31.025	12.33	6.687	12.284	7.442
STORY3	D3	30.532	30.532	12.334	6.678	12.274	7.17
STORY4	D4	30.025	30.025	12.308	6.654	12.266	6.925
STORY5	D5	30.110	30.110	12.338	6.669	12.26	6.723
STORY6	D6	29.683	29.683	12.341	6.661	12.255	6.56
STORY7	D7	29.326	29.326	12.345	6.653	12.252	6.42
STORY8	D8	29.303	29.303	12.345	6.659	12.25	6.299
STORY9	D9	27.993	27.993	12.335	6.798	12.249	6.21

Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

a. Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

- RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.L_x$

- RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_y$

Suivant Y-Y (ey) : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_x$

b. Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

ex	ey	5% Ly	5% Lx	Observation
0.166	-0.829	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.046	-0.755	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.06	-0.499	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.042	-0.271	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.078	-0.054	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.086	0.101	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.093	0.233	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.095	0.36	0.7	1.241	Condition vérifiée
0.086	0.588	0.7	1.241	Condition vérifiée

Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité théorique.

V.4: JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT:

V.4.1 : Les charges verticales :

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut ».

- Charges verticales reprises par les portiques : 27163,7kN (66,12 %)
- Charges verticales reprises par les voiles : 13917,92 kN (33,9 %)

V.4.2 : Les efforts horizontaux :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut ».

- Charges sismiques totales (efforts tranchants à la base) :
Sens xx : 1423,61 kN
Sens yy : 1627,2 kN
- Charges sismiques reprises par les portiques :
Sens xx : 205,8 kN (14,4%)
Sens yy : 106,01 kN (6,51%)
- Charges sismiques reprises par les voiles :
Sens xx : 1217,81 kN (85,6 %)
Sens yy : 1521,2 kN (93,5 %)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales ainsi que la totalité des charges sismiques. Le système de contreventement est constitué de voiles porteurs.

V.5 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS :

V. 5.1 Déplacements relatifs :

- Le déplacement relatif d'un niveau « k » de la structure est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

R : Coefficient du comportement global de la structure R= 3.5.

δ_{ek} : Déplacement du à la force sismique.

- Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donné par la formule suivante :

$$\Delta k = \delta_{ek} - \delta_{k-1}$$

- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a. Déplacement suivant Ex :

Story	Hauteur	Sens x-x			1% he	observation
		UX	R × UX	ΔK		
1	4.15	0.001	0.0035	0.0035	0.0415	Condition vérifiée
2	2.89	0.0024	0.0084	0.0049	0.0289	Condition vérifiée
3	2.89	0.0042	0.0147	0.0063	0.0289	Condition vérifiée
4	2.89	0.0061	0.0213	0.00665	0.0289	Condition vérifiée
5	2.89	0.008	0.028	0.0067	0.0289	Condition vérifiée
6	2.89	0.0098	0.0343	0.0063	0.0289	Condition vérifiée
7	2.89	0.0115	0.04025	0.00595	0.0289	Condition vérifiée
8	2.89	0.0131	0.04585	0.0056	0.0289	Condition vérifiée
9	2.89	0.0145	0.05075	0.0105	0.0289	Condition vérifiée

Tableau V.4 : Déplacements relatifs suivant Ex.

b. Déplacements suivant Ey :

Story	Hauteur	Sens y-y			1% he	Observation
		UY	R × UY	ΔK		
1	4.15	0.0006	0.0021	0.0021	0.0415	Condition vérifiée
2	2.89	0.0014	0.0049	0.0028	0.0289	Condition vérifiée
3	2.89	0.0026	0.0091	0.0042	0.0289	Condition vérifiée
4	2.89	0.0039	0.01365	0.00455	0.0289	Condition vérifiée
5	2.89	0.0053	0.01855	0.0049	0.0289	Condition vérifiée
6	2.89	0.0068	0.0238	0.00525	0.0289	Condition vérifiée
7	2.89	0.0083	0.02905	0.00525	0.0289	Condition vérifiée
8	2.89	0.0098	0.0343	0.00525	0.0289	Condition vérifiée
9	2.89	0.0113	0.03955	0.00525	0.0289	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Déplacements relatifs suivant Ey

V.5.2 Déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f \qquad f = H_t / 500$$

Avec :

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

- Suivant Ex : comme c'est illustrer dans la figure suivante le déplacement max selon la direction e_x est au niveau du dernier étage (story 9) est a pour valeur de 0,01m

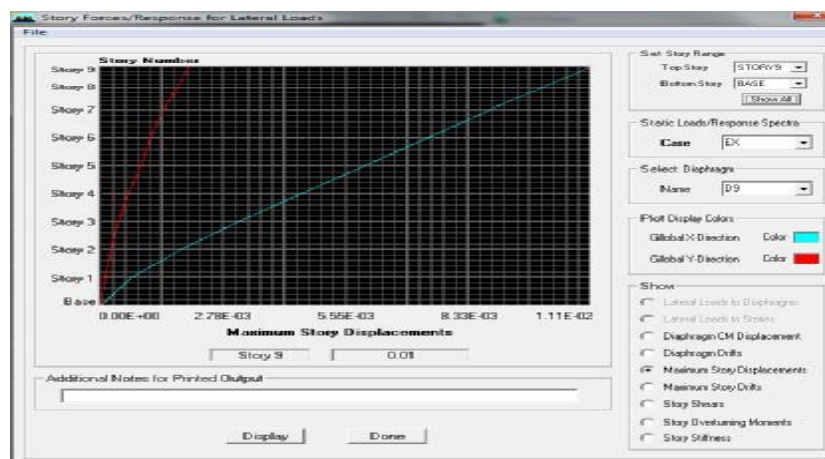


Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens x-x.

$\delta_{max} = 0,01m$

$f = ht/500 = 27,27/500 = 0,0054m \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Suivant Ey : comme c'est illustrer dans la figure suivante le déplacement

max selon la direction e_x est au niveau du dernier étage (story 9) est a pour valeur de 0,01m

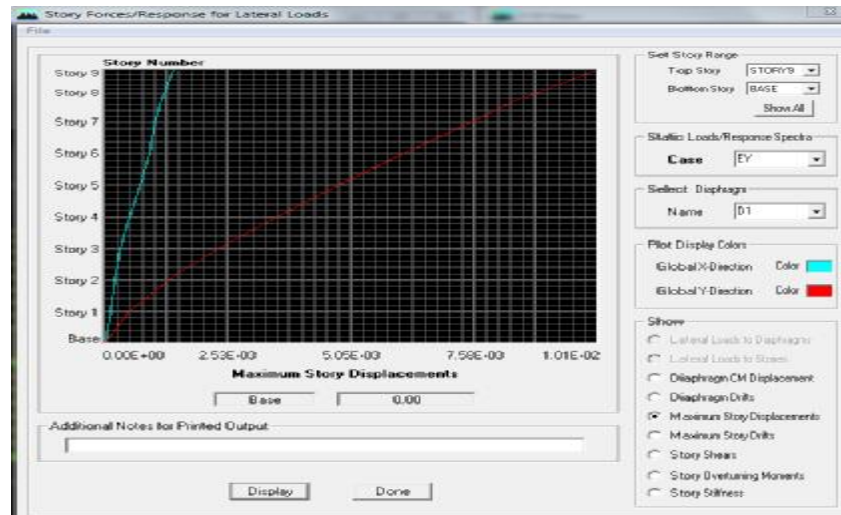


Figure V.2 : Déplacement maximal dans le sens y-y.

$$\delta_{\max} = 0,01\text{m}$$

$$f = ht/500 = 27,27/500 = 0,0054\text{m} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

V.6 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE DU BATIMENT :

V.6.1 : Principe de vérification

Selon le RPA (Version 2003 Art 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80V_{mse}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 V/V_t .

$V_t = V_{etabs}$: effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

V.6.2 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

a. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

b. Calcul des coefficients A, D, Q, R :

- **A = 0,15** : coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2 (Tableau 4.1 du RPA 99 version 2003).
- **R = 3.5** : valeur du coefficient de comportement pour une structure contreventée par voiles porteurs.
- **Wt = 16034,86 kN** : poids total de la structure obtenue par le logiciel l'ETABS.

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0.0000	1603.486	281.2626	281.2626	0.0000

Figure V.3 poids totale de la structure selon l'ETABS

- **Q** : facteur de qualité de la structure est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Il est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et des conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.
- **P_q** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. (tableau V.6).

Critères	Sens longitudinal		Sens transversal	
	observé	Pq	observé	Pq
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Conditions minimales sur les fils de contreventement	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	oui	0,05	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier	oui	0	oui	0
Q (Somme)		1,15		1,1

Tableau V.6 : Facteur de qualité de la structure

Sens x-x : $Q_x = 1,15$

Sens y-y : $Q_y = 1,10$

- **D** : facteur d'amplification dynamique. Il se calcul d'après L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques, ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées, de plus de 30%. Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau V.7:

Condition sur T	Périodes choisies
$T_{etabs} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{etabs} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{etabs}$
$1,3 T_{empirique} < T_{etabs}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Tableau V.7 : Choix de la période

Les valeurs des périodes « T » données dans le tableau ci-dessus sont :

- Périodes données par ETABS: $T_{etabs} = 0,720s$ (mode 1)
 $T_{etabs} = 0,583s$ (mode 2)
- Périodes données par les formules empiriques:

$$T = \text{Min} \{0,09 h_n / L ; C_T (h_n)^{3/4}\}$$

Avec :

L: la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau « n » (sachant que $h=27,27m$).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 RPA99 $\rightarrow C_T = 0,05$.

La période prise selon les deux directions est :

- Sens xx : $T = \min \{0,492 ; 0,596\} = 0,492 s$
- Sens yy : $T = \min \{0,656 ; 0,596\} = 0,596 s$

D'où, le calcul du facteur d'amplification dynamique s'effectue comme suit:

- Sens x-x : $1,3 \times 0,492 = 0,639s < 0,720s$ Donc $T = 0,639 s$

$D=2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$ avec $T_2 \leq T \leq 3 s$ avec $T_2=0.4$ (Tableau 4.7 du RPA99 version 2003).

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0,7$$

$$h = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

$$D=2,5 \times 0,763 (0,4/0,639)^{2/3} = 1,396$$

- Sens y-y : $1,3 \times 0,596 = 0,774 s > 0,583 s$ donc $T = 0,774 s$

$D= 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$ avec $T_2 \leq T \leq 3 s$ avec $T_2=0,4$ (Tableau 4.7 du RPA 99 version 2003).

Avec :

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \geq 0,7 \rightarrow h = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

$$D'où : D=2,5 \times 0,763 (0,4/0,774)^{2/3} = 1,228$$

Enfin, les efforts tranchants à la base, suivant la méthode statique équivalente (MSE) sont :

$$V_x = \frac{0,15.1,396.1,15}{3,5} \times 16034,86 = 1103,3 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,15.1,228.1,1}{3,5} \times 16034,86 = 928,3 \text{ kN}$$

c. Effort tranchant à la base obtenue par le logiciel ETABS : Les efforts tranchants à la base sont :

- sens xx : $V_{\text{etabs}} = 1427,1 \text{ kN}$
- sens yy : $V_{\text{etabs}} = 1627,3 \text{ kN}$

d. Vérification de la résultante des forces sismiques : La vérification de la résultante des forces est effectuée selon le RPA (Version 2003 Art 4.3.6) comme elle est mentionnée en V.6.1.

Les résultats obtenus sont donnés par le tableau suivant :

Forces sismiques KN				Vérification	
MSE (V_{mse})		ETABS (V_t)		V_t/V	
		Ex	Ey	x	y
x	y	x	y	>0,80	>0,80
1103,3kN	928,3kN	1427,1 kN	1627,1 kN	CV	CV

Tableau V.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

V.7 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) ,qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

- La valeur de l'effet P-delta dépend de
- La valeur de la force axiale appliquée
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- La souplesse des éléments de la structure

Le RPA99(version 2003 art 5.9) préconise que les effets de 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$q_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k».

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_k$$

Avec :

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1» calculé en V.6

H_k : hauteur d'étage «k».

Niveau	H_k	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta K(m)$	$V_{K \times H_K}$	θ_x	$\Delta K (m)$	$V_{K \times H_K}$	θ_Y
1	4.15	16034,86	0.0035	7041.05	0.008	0.0021	7921.7	0.0043
2	2.89	13911.49	0.0049	6717.15	0.010	0.0028	5293.61	0.0073
3	2.89	12077.42	0.0063	4416.26	0.017	0.0042	5003.74	0.0101
4	2.89	10243.35	0.00665	4076.78	0.0167	0.00455	4614.66	0.0099
5	2.89	8497.31	0.0067	3669.92	0.0155	0.0049	4173.1	0.0099
6	2.89	6752.98	0.0063	3184.05	0.0133	0.00525	3656.02	0.0096
7	2.89	5008.65	0.00595	2619.3	0.011	0.00525	3052.7	0.0086
8	2.89	3341.15	0.0056	1947.74	0.0096	0.00525	2302.35	0.0076
9	2.89	1673.65	0.0105	1112.6	0.0158	0.00525	1350.64	0.0065

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus, les effets du second ordre peuvent être négligés. Les conditions pour les déformations et la stabilité de forme sont donc satisfaites.

Conclusion :

Les exigences du RPA sont toutes vérifiées. On peut donc passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES

POUTRES

VI.1 INTRODUCTION :

Les poutres sont des éléments structuraux sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera donc, en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables : Etat Limite Ultime ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$) et suivant les règles du RPA. Enfin, on effectue les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI.2 RECOMMANDATIONS DU RPA :

VI.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section,
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa,
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

	Pourcentage maximum		pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X40)cm ²	48	72	6
Poutres secondaires (30X35)cm ²	42	63	5,25
Poutres de chaînages (25X30) cm ²	30	45	3,75

Tableau VI.1 : Pourcentage des armatures longitudinales

VI.2.2 Armatures transversales :

- La quantité minimale d'armatures transversales est de: $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de : $S_{tmax} = \min(h/4, 12\phi_t)$ en zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq h/2$ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3 ETAPES DE CALCUL DU FERRAILLAGE :

Dans le cas d'une flexion simple, deux étapes de calcul sont à effectuer :

a. **Calcul des moments réduit à ELU** : il est calculé en fonction du moment sollicitant la section et les caractéristiques géométriques de cette dernière

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1.15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

b. **Calcul du moment réduit limite « μ_l »** : Le moment réduit limite μ_l est égal à **0.392**, pour les combinaisons aux états limites et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On comparant les deux moments réduits « μ » et « μ_l » deux cas se présentent :

1^{er} cas : $\mu \leq \mu_l = 0.392$.

La section est simplement armée SSA et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les aciers utilisés sont de norme FE400, d'où $f_e = 400$ Mpa.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

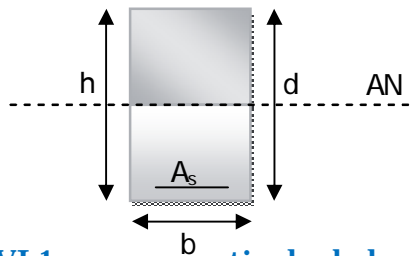


Figure VI.1 : coupe verticale de la poutre

2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$.

La section est doublement armée SDA. La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections de ferrailage illustrées sur la figure ci-dessous (A_{st1} et A_{st2}) :

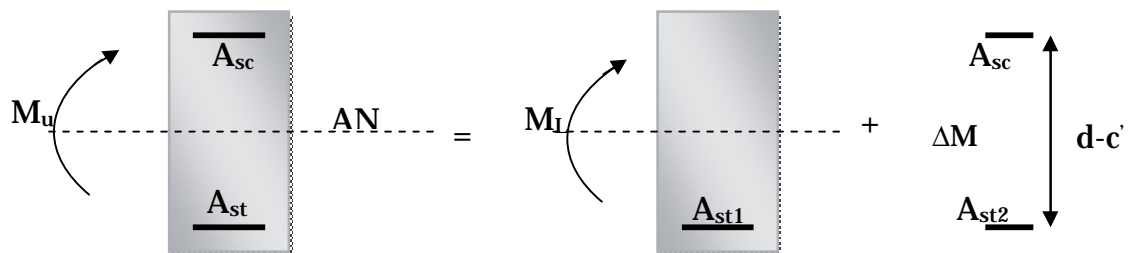


Figure VI.1 : disposition du ferrailage de la section doublement armée

$$M_l = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M$$

Avec :

- A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_{sc} : section supérieure la plus comprimée.
- M_l : moment ultime pour une section simplement armée.
- M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

VI.4 FERRAILAGE DES POUTRES :

Le ferrailage des poutres est calculé dans les tableaux suivants :

VI.4.1 Poutres principales : de coordonnées géométriques : $b=30$, $h=40$ et $d=38$

Armatures en travée									
NIV	M_{\max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A_s calculée	A_{\min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]
9	110,5	ELU	0,179	SSA	0,900	9,22	6	3HA14+3HA14	9,24
8	108,9	ELU	0,177	SSA	0,901	9,13	6	3HA14+3HA14	9,24
7	106,9	ELU	0,173	SSA	0,904	8,94	6	3HA14+3HA14	9,24
6	100,85	ELU	0,164	SSA	0,910	8,38	6	3HA14+3HA14	9,24
5	97,68	ELU	0,158	SSA	0,914	8,08	6	3HA14+3HA14	9,24
4	94,16	ELU	0,153	SSA	0,916	7,77	6	3HA14+3HA14	9,24
3	86,66	ELU	0,140	SSA	0,924	7,09	6	3HA14+3HA14	9,24
2	82,26	ELU	0,133	SSA	0,928	6,7	6	3HA14+3HA14	9,24
1	89,67	ELU	0,145	SSA	0,921	7,36	6	3HA14+3HA14	9,24

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales en travées

Armatures en appuis									
NIV	M_{\max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A_s calculée	A_{\min} [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]
9	115,78	G+Q+E	0,188	SSA	0,895	9,78	6	3HA16+3HA14	10,65
8	116,44	G+Q+E	0,189	SSA	0,894	9,84	6	3HA16+3HA14	10,65
7	115,56	G+Q+E	0,187	SSA	0,895	9,76	6	3HA16+3HA14	10,65
6	111,41	G+Q+E	0,181	SSA	0,899	9,37	6	3HA16+3HA14	10,65
5	108,73	G+Q+E	0,176	SSA	0,902	9,11	6	3HA14+3HA14	9,24
4	103,77	G+Q+E	0,168	SSA	0,907	8,65	6	3HA14+3HA14	9,24
3	94,12	G+Q+E	0,153	SSA	0,916	7,77	6	3HA14+3HA14	9,24
2	92,36	G+Q+E	0,150	SSA	0,918	7,6	6	3HA14+3HA14	9,24
1	88,7	G+Q+E	0,144	SSA	0,922	7,27	6	3HA14+3HA14	9,24

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales en appuis

VI.4.2 Ferrailage des poutres secondaires: de coordonnées géométriques : b=30cm, h=35cm et d=33cm

Armature en travée									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A _s calculée	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
9	27,67	ELU	0,060	SSA	0,969	2,48	5,25	3HA12+3HA12	6,78
8	19,97	ELU	0,043	SSA	0,979	1,77	5,25	3HA12+3HA12	6,78
7	34,55	ELU	0,074	SSA	0,962	3,13	5,25	3HA12+3HA12	6,78
6	27,86	ELU	0,060	SSA	0,969	2,5	5,25	3HA12+3HA12	6,78
5	28,53	ELU	0,061	SSA	0,968	2,56	5,25	3HA12+3HA12	6,78
4	22,32	ELU	0,048	SSA	0,975	1,99	5,25	3HA12+3HA12	6,78
3	18,23	ELU	0,040	SSA	0,980	1,62	5,25	3HA12+3HA12	6,78
2	14,9	ELU	0,032	SSA	0,984	1,32	5,25	3HA12+3HA12	6,78
1	10,23	ELU	0,022	SSA	0,989	0,9	5,25	3HA12+3HA12	6,78

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

Armature en appuis									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A _s calculée	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
9	38,25	G+Q+E	0,062	SSA	0,968	3,33	5,25	3HA12+3HA12	6,78
8	41,87	G+Q+E	0,068	SSA	0,965	3,76	5,25	3HA12+3HA12	6,78
7	45,84	G+Q+E	0,074	SSA	0,962	4,13	5,25	3HA12+3HA12	6,78
6	48,92	G+Q+E	0,079	SSA	0,958	4,44	5,25	3HA12+3HA12	6,78
5	72,96	G+Q+E	0,118	SSA	0,937	6,70	5,25	3HA12+3HA12	6,78
4	38,81	G+Q+E	0,063	SSA	0,967	3,5	5,25	3HA12+3HA12	6,78
3	48,45	G+Q+E	0,078	SSA	0,959	4,4	5,25	3HA12+3HA12	6,78
2	43,37	G+Q+E	0,070	SSA	0,964	3,91	5,25	3HA12+3HA12	6,78
1	33,17	G+Q+E	0,054	SSA	0,972	2,97	5,25	3HA12+3HA12	6,78

Tableau VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

a. Poutre 30×25 : b=25 h=30 d=28

Armatures en travée									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A _s calculée	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
9	12,59	ELU	0,045	SSA	0,976	1,32	3,75	3HA12+3HA12	6,78
8	12,26	ELU	0,044	SSA	0,978	1,3	3,75	3HA12+3HA12	6,78
7	12,42	ELU	0,044	SSA	0,978	1,30	3,75	3HA12+3HA12	6,78
6	12,45	ELU	0,044	SSA	0,978	1,30	3,75	3HA12+3HA12	6,78
5	12,56	ELU	0,044	SSA	0,978	1,31	3,75	3HA12+3HA12	6,78
4	12,7	ELU	0,045	SSA	0,976	1,33	3,75	3HA12+3HA12	6,78
3	12,78	ELU	0,046	SSA	0,976	1,33	3,75	3HA12+3HA12	6,78
2	13,01	ELU	0,046	SSA	0,976	1,37	3,75	3HA12+3HA12	6,78
1	13,15	ELU	0,047	SSA	0,975	1,38	3,75	3HA12+3HA12	6,78

Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres 25x30 en travées

Armatures en appuis									
NIV	M _{max} [KN.m]	Combinaison	μ	Observation	β	A _s calculée	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A adoptée[cm ²]
9	17,29	G+Q+E	0,062	SSA	0,968	1,83	6	3HA12+3HA12	6,78
8	19,22	G+Q+E	0,069	SSA	0,964	2,04	6	3HA12+3HA12	6,78
7	19,12	G+Q+E	0,068	SSA	0,965	2,03	6	3HA12+3HA12	6,78
6	19,01	G+Q+E	0,068	SSA	0,965	2,00	6	3HA12+3HA12	6,78
5	18,68	G+Q+E	0,067	SSA	0,965	1,98	6	3HA12+3HA12	6,78
4	18,07	G+Q+E	0,065	SSA	0,966	1,92	6	3HA12+3HA12	6,78
3	17,04	G+Q+E	0,061	SSA	0,968	1,8	6	3HA12+3HA12	6,78
2	15,75	G+Q+E	0,056	SSA	0,971	1,66	6	3HA12+3HA12	6,78
1	13,35	G+Q+E	0,047	SSA	0,975	1,40	6	3HA12+3HA12	6,78

Tableau VI.7 : Ferrailage des poutres 25x30 en appui

VI.5 VERIFICATIONS A L'ETAT LIMITE ULTIME :

VI.5.1 Vérification de la condition de non fragilité : (ArtA.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

Par définition une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile, si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

En cas de flexion composée, on évalue la sollicitation de fissuration en considérant un point de passage de la résultante des contraintes normales identique à celui de la sollicitation de service la plus défavorable.

a. Poutres principales :

$$A_s \geq A_{\min} \quad . \quad A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2 .$$

$A_s \geq A_{\min}$ donc la condition est vérifiée.

b. Poutres secondaires :

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2 .$$

$A_s \geq A_{\min}$ donc la condition est vérifiée.

VI.5.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (Art A.5.1./BAEL91 modifiés 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} \leq \tau = \left\{ \min \frac{0,2f_{c28}}{Y_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} .$$

a. Poutres principales :

$$T_U^{\text{MAX}} = 145 \text{ kN} .$$

Alors la condition vérifiée.

b. Poutres secondaires :

$$T_U^{\text{MAX}} = 32,5 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{32,5 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,33 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.2 Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1,32/BAEL91) Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à : $v_u + \frac{M_u}{0,9d}$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

a. Poutres principales :

$$T_u = 145 \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684$$

b. Poutres secondaire :

$$T_u = 32,5 \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594$$

Les contraintes sont vérifiées

VI.5.2 Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

a. Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99) : On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante, pour équilibrer l'effort tranchant V_u : $A_s = \frac{\gamma_s}{f_e}$

• Poutres principales :

$$A_{st \min} = \frac{1,15 \times 127,1 \times 10^3}{400 \times 100} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

• Poutre secondaires :

$$A_{st \min} = \frac{1,15 \times 72,96 \times 10^3}{400 \times 100} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b. Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/BAEL91) : Le BAEL précise que Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul, vis à vis de l'état ultime M_u est inférieur à $0,9 \times V_u \times d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côte travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante, pour équilibrer un effort égale à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d}$$

Donc :

$$A_{stmin} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si $M_u > 0,9 \times d \times V_u^{\max}$

$$V_u^{\max} - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

Remarque :

M_u est négatif aux appuis et est pris en valeur absolue.

V_u est pris positif aux appuis.

a. Poutres principales :

$$A_{stmin} = \frac{1,15}{400} \left(127,1 - \frac{108,9}{0,9 \times 0,38} \right) = -0,86 < 0$$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

b. Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{1,15}{400} \left(72,96 - \frac{34,55}{0,9 \times 0,33} \right) = -0,12 \text{ cm}$$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VI.5.3 Entraînement des barres (ArtA6.1.3/BAEL91modifié99):

Pour qu'il n'y ai pas entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{use} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{use}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{use}}$:

$$\overline{\tau_{use}} = \Psi \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau_{use}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

a. Poutres principales : 3HA14 $\Rightarrow \sum U_i = 13,188 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{127,1 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 131,88} = 2,82 \leq \overline{\tau_{se}} \quad \left. \vphantom{\tau_{se}} \right\} \text{ La condition est vérifiée.}$$

b. Poutres secondaire : 3HA10 $\Rightarrow \sum U_i = 9,42 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{72,96 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 94,2} = 2,6 \leq \overline{\tau_{se}} \quad \left. \vphantom{\tau_{se}} \right\} \text{ La condition est vérifiée.}$$

VI.5.4 Longueur de scellement droit (Art A.6.1 ,22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

Pour : $\Phi 16$: $L_s = 22,58 \text{ cm}$

$\Phi 14$: $L_s = 50 \text{ cm}$

$\Phi 12$: $L_s = 45 \text{ cm}$

$\Phi 10$: $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré, lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$.

Pour les aciers H.A; donc $L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$, on a: $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour : $\Phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

$\Phi 12$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

$\Phi 10$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

VI.5.4 Calcul des armatures transversales : (RPA 2003.Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

a. Poutres principales :

• Calcul des espacements :

$$\text{Zone nodale (appuis)} : S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 1,2\Phi_L, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}, 1,2 \cdot 12, 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ mm}$$

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow$ soit $S_t = 15\text{cm}$.

- **Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 12, 30) = 10\text{mm}$$

Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales. On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\Phi = 8\text{mm}$)

La section des armatures transversales est $A_t = 0,003 S_t b = 0,72\text{cm}^2$. Donc nous adoptons une section de 4HA8 = 2,01cm².

b. Poutres secondaires :

- **Calcul des espacements**

Zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) = 8,75\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante (travée):

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow$$
 soit $S_t = 15\text{cm}$.

- **Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10}\right) \quad \Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 10\text{mm}$$

Φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales. On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\Phi = 8\text{mm}$).

La section des armatures transversales : $A_t = 0,003 S_t b = 0,72\text{cm}^2$. Donc nous adoptons 4 HA 8 = 2,01 cm².

Remarque :

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VI.5.3 Délimitation de la zone nodale (RPA 2003 Art 7.4.2.1) :

Selon le RPA 2003 ,la zone nodale est délimitée comme suit :

$$L' = 2 \times h \text{ et } H' = \max\{h_e/6, b, h, 60\text{cm}\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{70 ; 30 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 70\text{cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

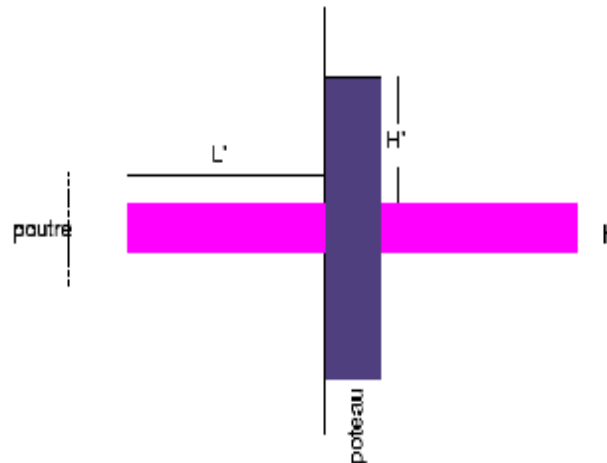


Figure VI.2 : délimitation de la zone nodale

VI.6 VERIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont:

- Etat limite d'ouverture des fissurations,
- Etat limite de résistance du béton en compression,
- Etat limite de déformation.

VI.6.1 Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration, dans le cas des poutres est considérée peu nuisible. Cette vérification n'est donc pas nécessaire.

VI.6.2 Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela, on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- **Contrainte admissible de l'acier :**

$$\overline{\sigma_s} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

σ_s : Contrainte dans l'acier ;

A : armatures adoptées à l'ELU

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \text{ puis on deduit } (\alpha_1, \beta_1) \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

- **Contrainte admissible du béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 \times f_{c28} = \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux suivants :

Niveaux	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
9	35,6	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	116,4	4,88	15	Vérifié
8	34,6	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	113,13	4,75	15	Vérifié
7	34,28	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	112,09	4,7	15	Vérifié
6	33,51	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	109,57	4,6	15	Vérifié
5	32,77	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	107,15	4,5	15	Vérifié
4	32,75	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	107,08	4,49	15	Vérifié
3	32,84	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	107,4	4,5	15	Vérifié
2	34,59	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	113,1	4,75	15	Vérifié
1	33,3	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	108,9	4,57	15	Vérifié

Tableau VI.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales.

Niveaux	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
9	80,62	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	230,56	10,60	15	Vérifié
8	79,05	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	226,07	10,39	15	Vérifié
7	77,58	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	221,87	10,2	15	Vérifié
6	73,18	10,65	0,934	0,864	21,76	0,046	209,28	9,62	15	Vérifié
5	70,88	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	231,76	9,73	15	Vérifié
4	68,32	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	223,4	9,4	15	Vérifié
3	62,87	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	205,57	8,63	15	Vérifié
2	64,07	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	209,5	8,8	15	Vérifié
1	65,29	9,24	0,81	0,871	23,76	0,042	213,5	8,96	15	Vérifié

Tableau VI.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales.

Niveaux	M_s [KNm]	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observations
9	11,88	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	55,02	0,55	15	Vérifié
8	14,44	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	67,5	0,67	15	Vérifié
7	12,64	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	59,1	0,59	15	Vérifié
6	11,54	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	53,95	0,53	15	Vérifié
5	11,02	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	51,52	0,51	15	Vérifié
4	8,53	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	39,87	0,39	15	Vérifié
3	6,41	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	29,96	0,29	15	Vérifié
2	5,25	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	24,54	0,24	15	Vérifié
1	4,51	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	21,08	0,21	15	Vérifié

Tableau VI.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires.

Niveaux	M_s [KNm]	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observations
9	21,22	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	99,2	0,99	15	Vérifié
8	23,61	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	110,4	1,10	15	Vérifié
7	21,73	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	101,6	1,01	15	Vérifié
6	20,17	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	94,3	0,94	15	Vérifié
5	18,91	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	84,61	0,84	15	Vérifié
4	16,16	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	75,56	0,75	15	Vérifié
3	13,2	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	61,71	0,61	15	Vérifié
2	10,79	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	50,44	0,50	15	Vérifié
1	7,43	6,78	0,068	0,956	98,6	0,010	34,73	0,34	15	Vérifié

Tableau VI.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres secondaires.

VI.6.3 Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et ne pas fragiliser la construction.

- Calcul de la flèche : (Art.B.6.5.2 / BAEL 91 modifiées 99) :

- a. Valeurs limites de la flèche : (Art.B.6.5.3 / BAEL 91 modifiées 99) :

Pour $L \leq 5 \text{ m}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$ avec : L : portée mesurée entre nus d'appuis.

- Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5100}{500} = 10,2\text{mm}$$

- Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4\text{mm}$$

- b. Evaluation de la flèche : (Art.6.5.2 / BAEL 91 modifiées 99) :

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec :

E_v : module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\bar{f}_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

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

- Calcul des coefficients nécessaires pour le calcul de la flèche:

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature) $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tondus σ_s est calculée précédemment.

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton à la compression}).$$

La vérification de la flèche est illustrée dans les tableaux suivants :

Niveaux	M_s [KN.m]	L [cm]	E_v [Mpa]	h [cm]	A [cm ²]	ρ	λ_v	σ_s [Mpa]	μ	I_o [cm ⁴]	I_{fv} [cm ⁴]	f [mm]	\bar{f} [mm]	Observation
9	35,6	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	116,4	0,369	204906,4	162454,1	5,26	10,2	vérifiée
8	34,6	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	113,13	0,357	204906,4	163943	5,07		
7	34,28	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	112,09	0,353	204906,4	164445,3	5,01		
6	33,51	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	109,57	0,344	204906,4	165587,0	4,8		
5	32,77	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	107,15	0,335	204906,4	166744,6	4,7		
4	32,75	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	107,08	0,335	204906,4	166744,6	4,72		
3	32,84	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	107,4	0,336	204906,4	166744,3	4,73		
2	34,59	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	113,1	0,357	204906,4	163943	5,07		
1	33,3	510	10818,86	40	9,24	0,008	1,05	108,9	0,342	204906,4	165842,8	4,82		

Tableau VI.12: Vérification de la flèche à chaque niveau dans le sens des poutres principales :

Niveaux	M_s [KN.m]	L [cm]	E_v [Mpa]	h [cm]	A [cm ²]	ρ	λ_v	σ_s [Mpa]	μ	I_o [cm ⁴]	I_{fv} [cm ⁴]	f [mm]	f [mm]	Observation
9	11,88	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	55,02	0	24361,35	26797,4	5,6	7,4	vérifiée
8	14,44	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	67,5	0,012	24361,35	26354,7	6,8		
7	12,64	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	59,1	0	24361,35	26797,4	5,9		
6	11,54	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	53,95	0	24361,35	26797,4	5,4		
5	11,02	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	51,52	0	24361,35	26797,4	5,1		
4	8,53	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	39,87	0	24361,35	26797,4	4,02		
3	6,41	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	29,96	0	24361,35	26797,4	3,03		
2	5,25	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	24,54	0	24361,35	26797,4	2,48		
1	4,51	370	10818,86	350	6,78	0,006	1,4	21,08	0	24361,35	26797,4	2,13		

Tableau VI.13 : Vérification de la flèche à chaque niveau dans le sens des poutres secondaires

VI.7 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes, qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :
 - $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures, nécessaire en travée et est prolongée jusqu'aux appuis. Les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Chapitre VII

***FERRAILLAGE DES
POTEAUX***

VII.1 INTRODUCTION :

Les poteaux sont calculés en flexion composé dans les deux sens (transversal et longitudinal), sous les combinaisons de charges les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

Sous les combinaisons suivantes: $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

VII.2 RECOMMANDATIONS DU RPA : (ZONE IIA)

VII.2.1 Armatures longitudinales : (RPA 2003 Art.7.5.2.2) :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence, droites et sans crochets,
- De diamètre minimal de 12 mm,
- De longueur minimale de recouvrement de 40Φ (zone IIa),
- De distance entre barres verticales dans une face du poteau ne devant pas dépasser 25 cm.

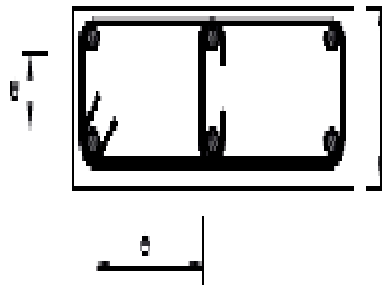


Figure VII.1 : Coupe horizontale du poteau

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

a. **Pourcentage total minimum** : Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas (zone IIa) est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% \times b \times h$) :

- Poteau (45x45) : $A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$
- Poteau (30x30) : $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

b. **Pourcentage total maximum** : Le pourcentage maximal d'aciers est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement :

Sachant que :

La zone courante est de $(4\% \times b \times h)$:

- Poteau (45×45) : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$
- Poteau (30×30) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

La zone de recouvrement est de $(6\% \times b \times h)$:

- Poteau (45×45) : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$
- Poteau (30×30) : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

c. Conventions de signes:

- Efforts normaux :

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

- Ferrailage :

A_{sx} : armatures dans le sens xx.

A_{sy} : armatures suivant le sens yy.

VII.3 CALCUL DU FERRAILLAGE :

VII.3.1 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- Calcul du centre de pression :

La nature d'une section soumise à un moment fléchissant se détermine selon la position du centre de pression calculé par la formule suivante :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_u : moment fléchissant à l'ELU.

N_u : effort normal sollicitant la section

Trois cas peuvent se présenter :

a. Section Entièrement Tendus:

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - C \\ N_u = (A_{st} + A_{sc}) \times \sigma_{st}. \\ Mu + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c' \right) = A_{st} \times \overline{\sigma}_{st}(d - c') \end{array} \right.$$

a. Section Partiellement Comprimée: La section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

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

Ou

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - C$$

$$\text{et } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_{Y_b}}$$

$g_b = 1,5$ et $q = 1$ Pour une fissuration durable

$g_b = 1,15$ et $q = 0,85$ Pour une fissuration accidentelle

N_u : effort de compression

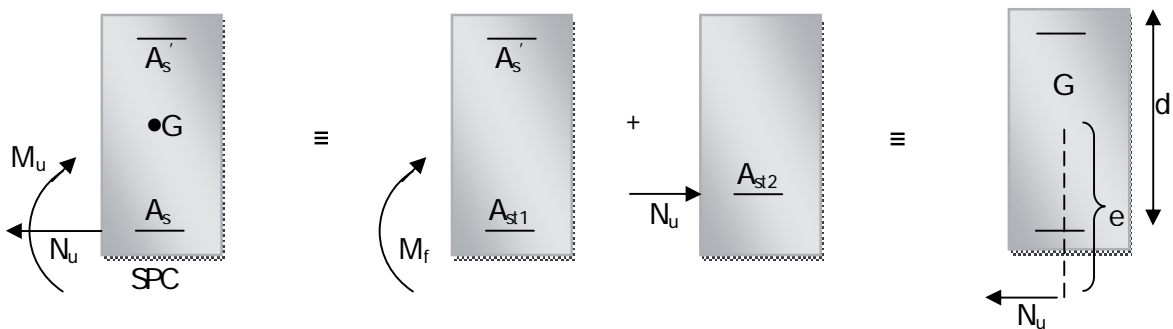


Figure VII.2 : Détermination des armatures d'une section partiellement comprimée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $m \leq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } s_s = \frac{F_e}{g_s}$$

D'où la section réelle est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est un effort de traction.

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{si l'effort est un effort de compression.}$$

$$A'_s = 0$$

Si $m \geq m_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (S.D.A).

On calcul:

$$M_r = m_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

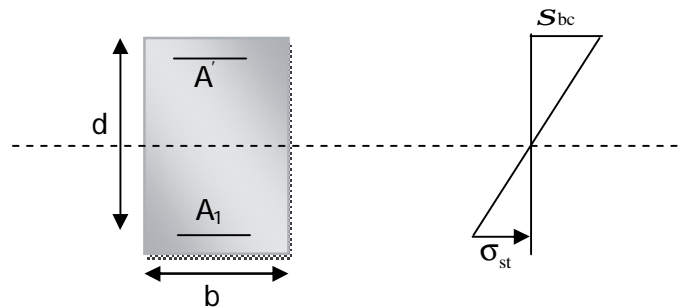


Figure VII.3 : Schéma statique de la section entièrement tendue

Sous M_r

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') s_s} \quad \text{avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

Sous M_f

La section réelle d'armature est :

$$A'_s = A' \quad , \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Si l'effort est un effort de traction}$$

$$A'_s = A' \quad , \quad A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Si l'effort est un effort de compression.}$$

b. Section Entièrement Comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - C$$

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A'_s \neq 0 \text{ et } A_s = 0$$

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

2^{ème} cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

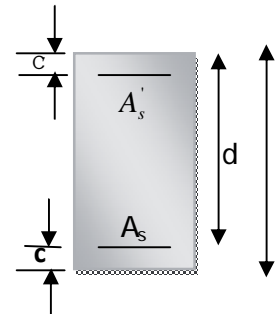


Figure VII.4 : position des armatures d'une section simplement armée

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Le tableau qui suit résume les calculs et le ferrailage des poteaux :

Niv	Section	N [KN]	M [KN.m]	Nature	As' [cm ²]	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	A _{adoptée} [cm ²]
6 à 8	30×30	N _{min} =-384,3	M _{cor} =9,63	SPC	0	6,42	7,2	8HA12	9,03
		N _{max} =-68,2	M _{cor} =0,27	SPC	0	0,86	7,2	8HA12	9,03
		N _{cor} =242,5	M _{max} =20,99	SPC	0	5,9	7,2	8HA12	9,03
4 à 5	35×35	N _{max} =-809,1	M _{cor} =13,2	SPC	0	12,09	9,8	8HA14	12,31
		N _{min} =-121	M _{cor} =0,46	SPC	0	12,13	9,8	8HA14	12,31
		N _{cor} =328,9	Max=30,91	SPC	0	7,57	9,8	8HA14	12,31
2 à 3	40×40	N _{max} =-1162,9	M _{cor} =22,95	SPC	0	14,02	12,8	4HA16 +4HA14	14,19
		N _{min} =-251,5	M _{cor} =0,76	SPC	0	3,25	12,8	4HA16 +4HA14	14,19
		N _{cor} =897,7	Max=34,41	SPC	0	8,92	12,8	4HA16 +4HA14	14,19
1	45×45	N _{max} =-1445,2	M _{cor} =10,3	SPC	0	20,2	16,2	4HA20 +4HA16	20,6
		N _{min} =-353,3	M _{cor} =1,18	SPC	0	0,11	16,2	4HA20 +4HA16	20,6
		N _{cor} =-1104,1	Max=27,02	SPC	0	18,03	16,2	4HA20 +4HA16	20,6

Tableau VII.1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

VII.3.2 Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99):

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{S.min} f \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Section	$\frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$	A _{min} [cm ²]	observations
6 à 8	30×30	1,01	7,2	vérifiée
4 à 5	35×35	1,4	9,8	vérifiée
2 à 3	40×40	1,83	12,8	vérifiée
1	45×45	2,33	16,2	vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification de la condition de non fragilité.

VII.4 VERIFICATIONS A L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

VII.4.1 L'État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

VII.4.2 L'État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

a. Section partiellement comprimée : $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_{ser} = y_2 + l_c$$

Avec :

Y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_P ;

l_c : la distance entre l'axe de pression C_P et la fibre la plus comprimée ;

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} e_s$$

$$p = 3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = 2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Et $n=15$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 240\right)$$

$$\alpha = \arccos \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions y_2^1, y_2^2 et y_2^3 celle qui donne $0 < y_{ser} < h$

Donc : $y_{ser} = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A'_s \cdot (y_{ser} - c')^2]$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2) :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- b. Section entièrement comprimée: $e_s \leq \frac{h}{6}$**

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$$

On détermine la position du centre de gravité résistant, qui est situé à une distance X_G au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0,5h - c') - A_s \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_s' (0,5h - c' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$S_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$S_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Remarque :

La section est entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\max (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{S_b}$$

Remarques :

- La vérification des contraintes dans les aciers des poteaux est obtenue par la même méthode utilisée pour les poutres.
- Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	Section	e [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	OBS	$\sigma_{s\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{s\ inf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation s
7 à 9	$N_{min} = -280,2$	$M_{cor} = 6,98$	30×30	0,025	0,05	SEC	57,72	42,5	348	3,11	2,29	15	vérifiée
	$N_{max} = -4,9$	$M_{cor} = -0,31$		0,063	0,05	SPC	23,38	/		1,26	/		
	$N_{cor} = -63,7$	$M_{max} = 20,01$		0,31	0,05	SPC	2,96	/		0,16	/		
4 à 7	$N_{min} = -589$	$M_{cor} = 9,57$	35×35	0,016	0,058	SEC	81,27	79	348	4,3	4,18	15	vérifiée
	$N_{max} = -88,5$	$M_{cor} = -0,33$		0,003	0,058	SEC	18,9	4,91		1	0,26		
	$N_{cor} = -269,5$	$M_{max} = 15,88$		0,059	0,058	SPC	34,96	/		1,85	/		
2 à 3	$N_{min} = -847$	$M_{cor} = 16,79$	40×40	0,019	0,067	SEC	124,46	92,36	348	6,01	4,46	15	vérifiée
	$N_{max} = -184,1$	$M_{cor} = -0,55$		0,003	0,067	SEC	26,92	15,11		1,3	0,73		
	$N_{cor} = -654,4$	$M_{max} = 25,08$		0,038	0,067	SEC	115,56	35,82		5,58	1,73		
1	$N_{min} = -1052,7$	$M_{cor} = 7,53$	45×45	0,007	0,075	SEC	128,83	54,14	348	6,71	2,82	15	vérifiée
	$N_{max} = -25,89$	$M_{cor} = -0,86$		0,033	0,075	SEC	4,16	0,49		0,217	0,026		
	$N_{cor} = -804,7$	$M_{max} = -19,7$		0,024	0,075	SEC	120,2	23,42		6,26	1,22		

Tableau VII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII.5. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) : Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$2 \text{ cadres } \Phi 8 = 4 \text{ brins} \quad \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Espacements des armatures transversales: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min\{15 \varphi^{\min} L, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; (30 + 10)\}$$

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

Avec :

a: petite dimension du poteau

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

c. Calcul des armatures transversales (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003) : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_1 = 2,5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.
- $\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

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

$$A_t = 2.5 \times 51 \times 15 \times 10^3 / (45 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_t = 1.06 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la quantité d'armatures transversales : La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec :

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_{eg} = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que : $I_f = 0,7 \cdot I_0$

I_0 : Longueur libre du poteau.

• **Poteau de 30x30 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \quad I_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 269 = 21,74 \quad A_t^{\min} = 0,3\% s_t \cdot b = 0,09 s_t$$

• **Poteau de 35x35 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \quad I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 269 = 18,63 \quad A_t^{\min} = 0,3\% s_t \cdot b = 0,10 s_t$$

• **Poteau de 40x40 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \quad I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 269 = 16,30 \quad A_t^{\min} = 0,3\% s_t \cdot b = 0,12 s_t$$

• **Poteau de 45x45 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \quad I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 415 = 21,28 \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b = 0,13 S_t$$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poteau de 30x30 : $A_t^{\min} = 0,09 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$
- Poteau de 35x35 : $A_t^{\min} = 0,10 \times 10 = 1,00 \text{ cm}^2$
- Poteau de 40x40 : $A_t^{\min} = 0,12 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$
- Poteau de 45x45 : $A_t^{\min} = 0,13 \times 10 = 1,3 \text{ cm}^2$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poteau de 30x30 : $A_t^{\min} = 0.09 \times 15 = 1.35 \text{cm}^2$
- Poteau de 35x35 : $A_t^{\min} = 0.10 \times 15 = 1.5 \text{cm}^2$
- Poteau de 40x40 : $A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{cm}^2$
- Poteau de 45x45 : $A_t^{\min} = 0.13 \times 15 = 1.95 \text{cm}^2$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres T8 soit $A_t = 2.01 \text{cm}^2 > 1.95 \text{cm}^2$

Délimitation de la zone nodale : Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : h auteur entre nus des poutres on aura : **h' = 60 cm**

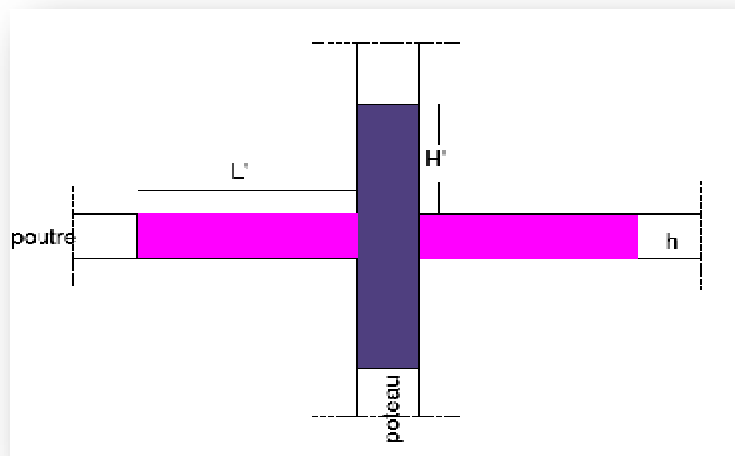


Figure VII.5 : délimitation de la zone nodale.

Chapitre VIII

***FERRAILLAGE DES
VOILES***

VIII.1 INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels,...etc. Il peut également être considéré comme une protection contre incendie (coupe-feu);
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dont la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités;
- Au droit des ouvertures (concentration des contraintes).

VIII.1.1 : Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et à une charge horizontale V en tête.

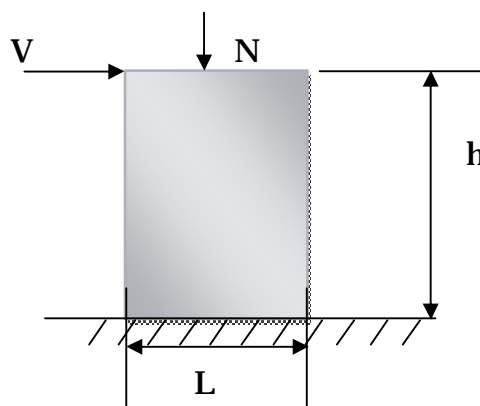


Figure VIII.1: Sollicitations agissant sur un voile.

Le ferrailage des voiles consiste donc à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Les armatures verticales, concentrées aux deux extrémités du voile, et les armatures verticales uniformément réparties;
- Les armatures horizontales parallèles aux faces du murs, qui elles aussi sont uniformément réparties ;

- Les armatures transversales (épingles), perpendiculaires aux parement du voile.

Les armatures verticales sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures, afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant. Pour réduire le calcul on décompose la structure en trois zones de calcul :

Zone 1 : Sous sol,

Zone 2 : RDC et 1^{er} étage.

Zone 3 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.

Zone 4 : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème}.

VIII.1.2 : Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Selon le RPA 2003 : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

VIII.2 FERRAILAGE DES VOILES :

La méthode utilisée est la méthode de RDM, qui se calcule pour une bande de largeur d . La méthode est ainsi énoncée dans ce qui suit.

VIII.2.1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N et M), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V, V' : bras de levier : $V = V' = \frac{l}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : longueur de la zone comprimée.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenues.

VIII.2.2 Armatures verticales :

a. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

- Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

- Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

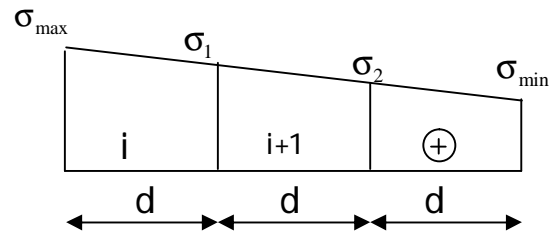


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée

b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{S_s} \text{ Avec } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

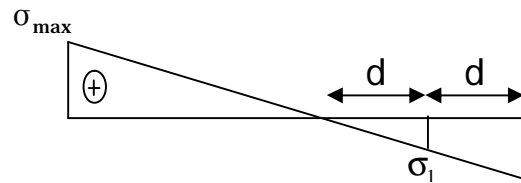


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée

VIII.2.3 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec :

B : Section du béton

A_v : Section d'armatures verticales.

$$A_h \geq 0.15\% B \text{ dans la section du voile}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \text{ En zone courante}$$

VIII.2.4 Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus, nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.2.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles, dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 04 épingles, au mètre carré de surface.

VIII.2.6 Armature des potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas excéder l'épaisseur du voile.

VIII.2.7 Dispositions constructives :

a. **Espacement :** L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié, sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

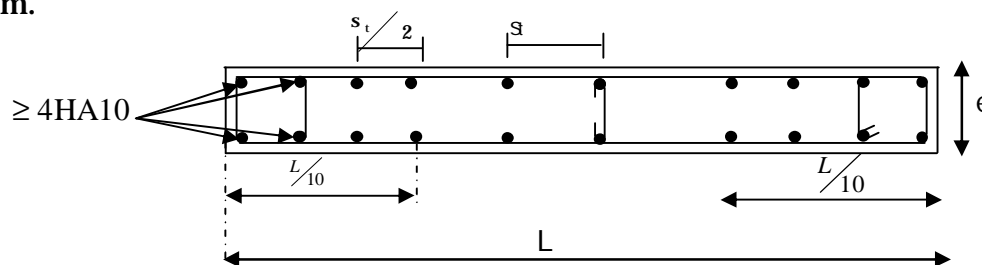


Figure VIII.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile

b. **Longueur de recouvrement :** Art 7.7.4.3 RPA99version 2003 : Elle doit être égale à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c. **Diamètre minimal** : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.3 Vérifications des voiles vis-à-vis des règlements :

VIII.3.1 Vérification à L'ELS :

La contrainte dans le béton à l'état limite de service doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué,

B : Section du béton,

A : Section d'armatures adoptée.

VIII.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{Y_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

VIII.4 EXEMPLE DE CALCUL : VT1 DANS LA ZONE I :

VIII.4.1 Caractéristiques géométriques :



Figure VIII.5: Caractéristiques géométriques du voile transversale Vt1

$$L = 4,05\text{m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad V = V' = L/2 = 2,025\text{m} \quad I = 1,107 \text{ m}^4 \quad B = e \cdot 0,81 \text{ m}^2$$

VIII.4.2 Sollicitations de calcul :

$$N_{\min} = 835,4 \text{ kN} \quad T_{\max} = 559,8 \text{ kN} \quad M_{\max} = 3604,88 \text{ kNm}$$

$$N_{\max} = 3098,5 \text{ kN} \quad N_s = 2261,5 \text{ kN}$$

- 1^{er} cas : $N = N_{\min} = 835,4 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{835,4}{0,81} + \frac{3604,88 \times 2,025}{1,107} = 7625,6 \text{ kN/m}^2 \\ \Rightarrow \sigma_{\min} &= \frac{835,4}{0,81} - \frac{3604,88 \times 2,025}{1,107} = -5562,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- 2nd cas : $N = N_{\max} = 3098,05 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{3098,05}{0,81} + \frac{3604,88 \times 2,025}{1,107} = 10419 \text{ kN/m}^2 \\ \Rightarrow \sigma_{\min} &= \frac{3098,05}{0,81} - \frac{3604,88 \times 2,025}{1,107} = -2769,54 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dans ces deux cas la section est partiellement comprimée.

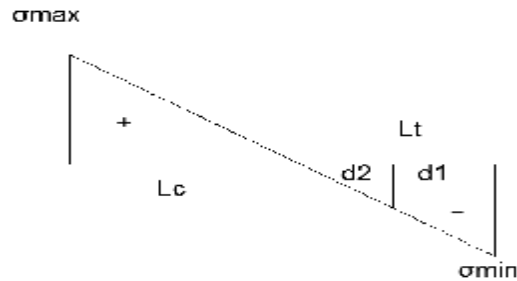


Figure VIII.6 : Diagramme des contraintes pour la section du voile

Le 1^{er} cas est le plus défavorable.

- Largeur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 2,34\text{m}$
- Largeur de la zone tendue : $L_t = L - L_c = 4,05 - 2,34 = 1,71\text{m}$
- Calcul de la longueur d : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,445\text{m}$, $d = \frac{L_t}{2} = 0,855\text{m}$

VIII.4.3 Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

1^{ere} bande : d= 0,85 m.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = -2781,45\text{kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5562,9 + 2781,45}{2} \times 0,85 \times 0,2 = 709,27\text{kN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{709,27 \times 10}{348} = 20,38\text{cm}^2$$

2^{eme} bande : d=0,85 m.

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2781,45 \times 0,85 \times 0,2}{2} = 236,42\text{ kN}$$

• Section minimale :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,23B \times f_{t28}}{f_e}, 0,005B\right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max(2,05\text{cm}^2, 8,5\text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 8,5\text{cm}^2$$

• **Section d'acier nappe/bande :**

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = \frac{20,38}{2} = 10,19\text{cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = \frac{6,8}{2} = 3,4\text{cm}^2$$

$A_{v2} < A_{\min}$ donc la bande 2 sera ferrailée avec $A_{\min}=8,50\text{cm}^2$

b. Armatures de coutures : 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 559,8 \times 10^3}{400} = 2155 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 21,55\text{cm}^2$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction, dus au moment de renversement.

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 30,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 14,44 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adoptée sur toute la surface des deux bandes :

Bande 1 du voile : $A_{v1} = 24,64\text{cm}^2$ Soit : 8 HA14 = $12,32\text{cm}^2/\text{nappe}$ avec $S_t=10\text{cm}$.

Bande 2 du voile : $A_{v2} = 9,05\text{cm}^2$ Soit : 4 HA12 = $4,52\text{cm}^2/\text{nappe}$ avec $S_t=20\text{cm}$.

Après l'ajout d'armatures de couture $A_{vj}=21,55\text{cm}^2$ soit 8HA14 = $12,32\text{cm}^2/\text{nappe}$.

$A_1= 30,03\text{cm}^2$ Soit : 10 HA14 = $15,39\text{cm}^2/\text{nappe}$ $S_t=8,5\text{cm}$.

$A_2=14,44\text{cm}^2$ Soit : 7 HA12 = $7,92\text{cm}^2/\text{nappe}$ $S_t=12\text{cm}$.

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique. La section totale adopté dans la zone tendue du voile est égale à : $20\text{HA14} + 14\text{HA12} = 46,22\text{cm}^2$.

c. Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{46,22}{4} = 11,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 } A_h = 0,15 \% B = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right\} = 11,55 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5,78 \text{ cm}^2 / \text{nappe Soit } 19\text{HA}8 = 9,56 \text{ cm}^2 \text{ d'où } S_t = 20 \text{ cm.}$$

d. Armature transversales : Les deux nappes d'armatures sont reliées par 04 épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

VIII.4.4 Vérifications du ferrailage des voiles:

a. Vérification des espacements : L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes de cisaillement:

- Selon le RPA99 :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 559,8}{200 \times 0,9 \times 4150} \times 10^3 = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{Y_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{559,8}{200 \times 0,9 \times 4150} \times 10^3 = 0,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2261,5 \times 10^3}{810000 + (15 \times 46,22 \times 10^2)} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

		Zones	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L[m]		2,75	2,75	2,75	2,75	
	e [m]		0,2	0,2	0,2	0,2	
	B [m ²]		0,5	0,5	0,5	0,5	
	I [m ⁴]		0,346	0,346	0,346	0,346	
	V = V' = L/2[m]		1,375	1,375	1,375	1,375	
Sollicitations de calcul	N _{max} [KN]		1487,1	1387,9	1151,1	595,3	
	N _{min}		290	358,2	259,3	35,9	
	M _{max} [KN.m]		1718,14	1154,56	675,61	332,17	
	N _{ser} [KN]		1084,2	1015,4	815,8	435,7	
	T [KN]		394	344,9	288,7	203,4	
	σ _{max} [KN/m ²]		5304,88	3891,44	2376,52	985,26	
	σ _{min} [KN/m ²]		-4144,88	-2458,64	-1339,32	-841,66	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c [m]		1,54	1,68	1,76	1,48	
	L _t [m]		1,21	1,07	1,10	1,27	
	d [m]		0,6	0,53	0,5	0,63	
	σ ₁ [KN/m ²]		-2055,3	-2222	-676,42	-417,51	
		N ₁ [KN]		372	248,07	98,77	79,32
N ₂ [KN]			123,32	117,76	33,14	26,3	
Ferrailage	A _{v1} [cm ² /bande]		10,68	7,12	2,836	2,28	
	A _{v2} [cm ² /bande]		3,54	3,4	0,95	0,75	
	A _{vj} [cm ²]		15,17	13,28	11,11	7,83	
	A ₁ =A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		14,47	10,44	5,60	4,23	
	A ₂ =A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		7,33	6,72	3,72	2,70	
	A _{min} [cm ² /bande]		6,3	5,56	5,14	6,61	
	Choix par nappe	bande 1		4HA16	4HA16	4HA14	4HA12
		bande 2		4HA16	4HA16	4HA14	3HA12
	Espacement [cm]	bande 1		15	15	15	15
bande 2			20	20	20	20	
A _h : Choix par nappe		18HA10	13HA10	13HA10	13HA10		
Vérifications des contraintes	τ _b = 5MPa	τ _b [MPa]	0,73	0,92	0,77	0,39	
	τ _u = 2,5MPa	τ _u [MPa]	0,52	0,66	0,55	0,28	
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc} [MPa]	2,02	1,89	0,54	0,81	

Tableau VIII.1 : Ferrailage des voiles transversaux VT3 et VT4

		Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L[m]		2,25	2,25	2,25	2,25	
	e [m]		0,2	0,2	0,2	0,2	
	B [m ²]		0,45	0,45	0,45	0,45	
	I [m ⁴]		0,474	0,474	0,474	0,474	
	V = V' = L/2[m]		1,012	1,012	1,012	1,012	
Sollicitations de calcul	N _{max} [KN]		1481,9	1409,1	1169,7	621	
	N _{min}		356,3	214,6	99,8	30,1	
	M _{max} [KN.m]		1252	671,69	434,56	362,64	
	N _{ser} [KN]		1083,5	1005,8	802,7	425,3	
	T [KN]		313,6	272,8	248,4	182,1	
	σ _{max} [KN/m ²]		3464,8	1911	1149,56	841,14	
	σ _{min} [KN/m ²]		-1881,23	-657,2	-706	707,34	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c [m]		1,45	1,65	1,4	1,22	
	L _t [m]		0,8	0,6	0,85	1,03	
	d [m]		0,4	0,3	0,43	0,52	
	σ ₁ [KN/m ²]		940,6	328,6	357,15	357,1	
	N ₁ [KN]		112,87	14,78	45,71	55,35	
	N ₂ [KN]		37,62	4,93	15,35	18,57	
Ferrailage	A _{v1} [cm ² /bande]		3,24	0,42	1,31	1,6	
	A _{v2} [cm ² /bande]		1,08	0,14	0,44	0,53	
	A _{vj} [cm ²]		12,07	8,66	9,56	7,01	
	A ₁ =A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		15,31	10,64	10,87	8,61	
	A ₂ =A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		13,15	10,5	10	7,54	
	A _{min} [cm ² /bande]		4	1,5	4,3	5,2	
	Choix par nappe	bande 1		4HA16	4HA14	4HA14	4HA12
		bande 2		4HA16	4HA14	4HA14	4HA12
	Espacement [cm]	bande 1		10	10	11	13
		bande 2		8	8	11	13
A _h : Choix par nappe/ml			18HA10	13HA10	13HA10	13HA10	
Vérifications des contraintes	τ _b = 5MPa	τ _b [MPa]	0,58	0,73	0,66	0,49	
	τ _u = 2,5MPa	τ _u [MPa]	0,42	0,52	0,47	0,35	
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc} [MPa]	2,2	2,08	1,78	0,94	

Tableau VIII.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 et VL2

Chapitre IX

ETUDE DU VOILE

PLAQUE

IX.1 INTRODUCTION :

Dans cette structure, le voile plaque est prévu au niveau de l'infrastructure, pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres. L'épaisseur minimale exigé par le RPA 2003 (art.10.1.2) est : $e_{\min} = 15\text{cm}$. Dans notre cas, on opte pour une épaisseur de 20cm.

Ce mur assure le chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable. Il permet alors de remplir avec les fondations, les fonctions suivantes :

- . Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol,
- . Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations,
- . Transmettre au sol de fondations la totalité des efforts apportés par la structure.

IX.2 METHODE DE CALCUL :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastres, au niveau de la fondation, et simplement appuyés sur le plancher supérieur ainsi que sur les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur, à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique. On opte pour le ferrailage le plus défavorable.

IX.2.1 Prescription du RPA 2003, Art 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale, qui s'exerce à l'arrière du mur est appliquée horizontalement à $H/2$, au dessus de la base de la semelle du mur. Elle est égale à :

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol de remblai,

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion,

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur, sur laquelle s'exerce P_{ad} ,

β : Angle de surface du remblai sur l'horizontale,

$\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$,

$k_h = A$: Coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2),

$k_v = \pm 0,3 k_h$: Contrainte verticale (Art 10.4.2),

K_{ad} = Coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(f - q)}{\cos^2 q} \frac{\hat{e}}{\hat{\theta}} + \sqrt{\frac{\sin f \sin(f - b - q)}{\cos q \cos b}} \frac{\hat{u}}{\hat{u}}^{-2}$$

IX.2.2 Caractéristiques du sol :

Elles se résument sur la figure IX.1.

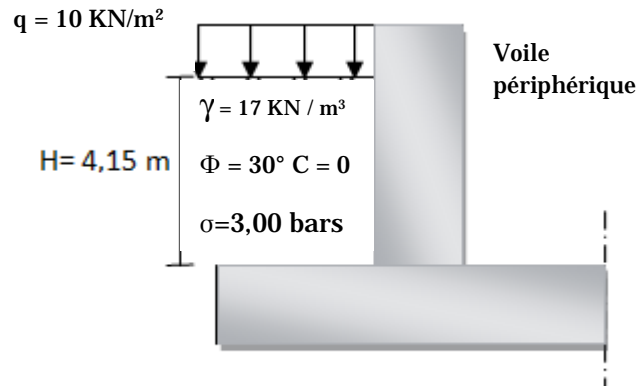


Figure IX.1 : Caractéristiques du sol.

IX.2.3 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face de mur sont horizontales et verticales, de notations respectives: σ_h et σ_v . Le calcul de l'état d'équilibre au repos est donné par:

$$S_H = K_0 \times S_V$$

Avec:

Φ : Angle de frottement interne,

K_0 : Coefficient de poussée des terres ;

$$K_0 = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right] = 0.333$$

a. Calcul des sollicitations : Le calcul est effectué par la méthode de Rankine :

A l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 [(1,35 \times \gamma \times h) + (1,5 \times q)]$$

$$h = 0m \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,333 \times 10 = 5KN/m^2$$

$$h = 4,5m \rightarrow \sigma_{H2} = 0,333 \times (1,35 \times 17 \times 4,5 + 1,5 \times 10) = 39,38 KN/m^2$$

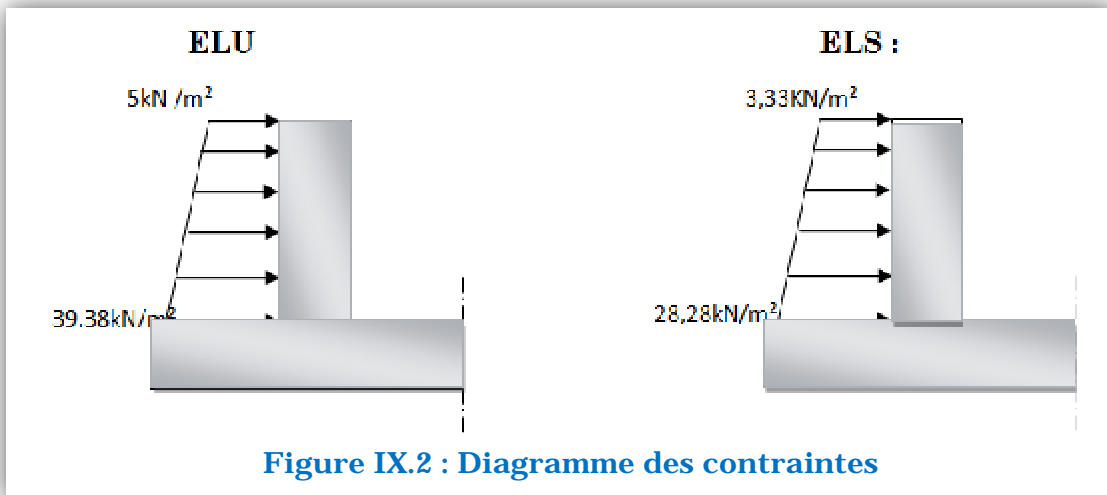
A l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + (\gamma \times h))$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,333 \times (10 + 17 \times 0) = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,333 (10 + 17 \times 4,5) = 28,28 \text{ kN/m}^2$$

b. Diagramme des contraintes : Il est résumé sur la figure ci-dessous.



c. Calcul de la charge maximale : Il se fait suivant les deux états limites ; comme suit:

$$\text{ELU : } q_U = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 39,38 + 5}{4} = 30,8 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 28,28 + 3,33}{4} = 22,04 \text{ t/ml}$$

IX.2.4 Ferrailage du voile plaque :

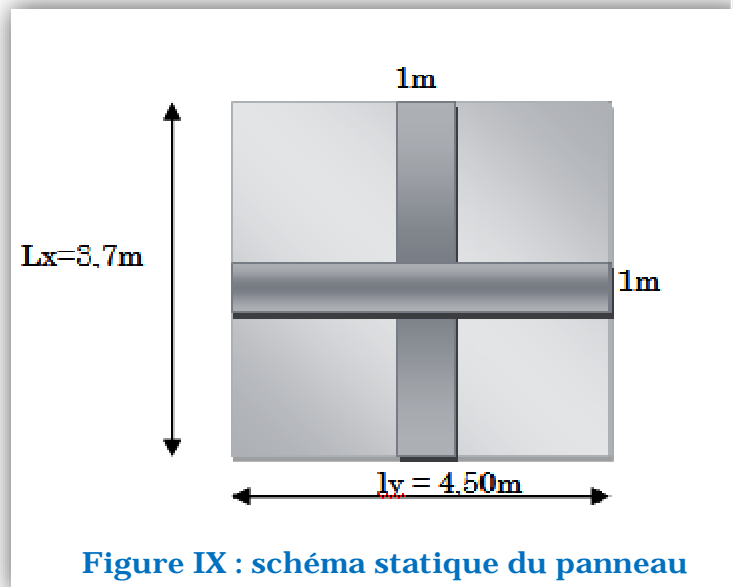
a. Détermination des moments : La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte aux moments les valeurs suivantes :

- En travée: 0,85
- Sur les grands cotés : 0,3 → appui de rive.
0,5 → autres appuis.

b. Identification des panneaux : Le schéma suivant résume les dimensions du panneau considéré.

On calcul le rapport de charge ρ :

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,8 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



Puis on tire μ_x et μ_y du tableau du calcul de dalles on fonction du ρ et le coefficient du poisson ν

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELU}$$

Donc

$$\mu_x = 0,0565$$

$$\mu_y = 0,595$$

c. Calcul des moments :

A l'ELU : Sens xx :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 23,82 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 14,17 \text{ KN.m}$$

• Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \times M_{ux} = 0,5 \times 23,82 = 11,91 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_{ux} = 0,85 \times 23,82 = 20,25 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 \times M_{uy} = 0,5 \times 14,17 = 7,025 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_{uy} = 0,85 \times 14,17 = 12,04 \text{ KN.m}$$

A l'ELS: Sens xx:

$$M_{sx} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0565 \times 22,04 \times 3,70^2 = 17,04 \text{ KN.m}$$

Sens yy:

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{sx} = 10,13 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

Sens xx:

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_{ux} = 0,5 \times 17,04 = 8,52 \text{ KN m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{ux} = 0,85 \times 17,04 = 14,5 \text{ KN}$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0,5 \times M_{uy} = 0,5 \times 10,13 = 5,065 \text{ KN m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{uy} = 0,85 \times 10,13 = 8,61 \text{ N.m}$

d. Détermination des armatures:

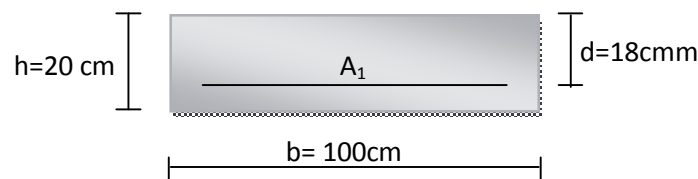


Figure IX.4: bande d'1m de largeur du voile.

Suivant les deux formules ci-dessous, l'application numérique sera énoncée dans le tableau IX.1.

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ et } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Sens	Zones	M_u [KN.m]	μ_b	β	A_u [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adoptée}$	Choix des barres	e [cm]
X-X	appuis	11,91	0,258	0,848	2,24	2	6.78	6 HA 12	16
	travées	20,25	0,440	0,673	4,8	2	6.78	6 HA 12	16
Y-Y	appuis	7,025	0,152	0,917	1,22	2	6.78	6 HA 12	16
	travées	12,04	0,261	0,845	2,27	2	6.78	6 HA 12	16

Tableau IX.1 : Ferrailage adopté à l'ELU

IX.2.5 Recommandations du RPA99 :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0,10%, dans les deux sens (horizontal et vertical).
 $A \geq 0,001.b.h \Rightarrow A \geq 0,001 \times 100 \times 20 \Rightarrow A \geq 2 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont liées par des épingles

a. Vérification à l'ELS : Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 \times f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Avec :

σ_s : contrainte dans l'acier,

A_s : armatures adoptées à l'ELU,

On calcul: $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$ puis : $(\alpha_1, \beta_1) \rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$

Sens	Zones	M_s [KN.m]	A_s [cm ²]	ρ_1	β	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observations
X-X	appuis	14,5	6.78	0,376	0,905	0,026	131,28	3,48	15	vérifiée
	travée	8,52	6.78	0,376	0,905	0,026	77,14	2,00	15	vérifiée
Y-Y	appuis	5,065	6.78	0,376	0,905	0,026	45,86	1,19	15	vérifiée
	travée	8,61	6.78	0,376	0,905	0,026	77,95	2,02	15	vérifiée

Tableau IX.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

b. Vérification de la flèche : Elle s'effectue pour voir si l'on peut éviter le calcul de la flèche ou pas.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{M_t}{20 M_u} = \frac{20,25}{20 \times 23,82} = 0,042 \text{ (vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{6,68}{100 \times 18} = 0,0037 < \frac{2}{400} = 0,005 \text{ (vérifiée)}$$

N.B : Les deux conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de procéder à ce calcul.

Chapitre X

ETUDE DES FONDATIONS

X.1 INTRODUCTION

Les fondations sont la base de l'ouvrage. Elles se trouvent en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et ont pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure.

Les fondations sont parties intégrantes de toutes catégories de structures ; béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique, ainsi que de tous les ouvrages : bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...

Les principaux rôles d'une fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions proviennent de différentes origines (permanentes, exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont fonction de la nature du sol, de sa capacité portante, de sa contrainte admissible et de la présence de nappes phréatiques (nappe d'eau).

X.1.1 Types de fondations :

On distingue deux principaux types de fondations, selon la profondeur à laquelle elles se situent :

a. Fondations superficielles : Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. Fondations profondes : Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante, ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Ce type de fondations est généralement utilisé, dans le cas de sols de faible capacité portante.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

c. **Choix du type de fondation** : Ce choix dépend :

- De la nature du terrain ; profondeur de la couche résistante.
- Du type d'ouvrage à fonder ; intensité des forces à transmettre et leurs modes de transmission, aux massifs de fondation.
- Des matériaux utilisés.
- De l'aspect économique...

d. **Etude géotechnique du sol** : Le choix du type de fondation repose essentiellement, sur une étude détaillée du sol. Celui-ci nous renseigne sur sa capacité portante. Pour ce projet de calcul, une étude préalable du sol établi par un laboratoire d'analyses des sols, nous donne les résultats suivants :

- Contrainte admissible du sol de 3 bars.
- Absence de nappe phréatique ; pas de risque de remontée des eaux.

Nous avons donc le choix, entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

X.2 DIMENSIONNEMENT

X.2.1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} , qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

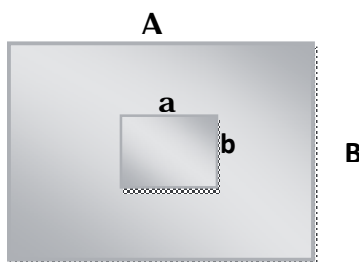


Figure X.1 : Schéma statique d'une semelle isolée

$$\left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \\ B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \end{array} \right.$$

$$N_{ser} = 13427 \text{KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,12 \text{m}$$

Remarque : Vu les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchements est vraisemblable. De ce fait, on opte pour des semelles filantes.

X.2.2 Semelles filantes :

a. Semelles sous poteaux :

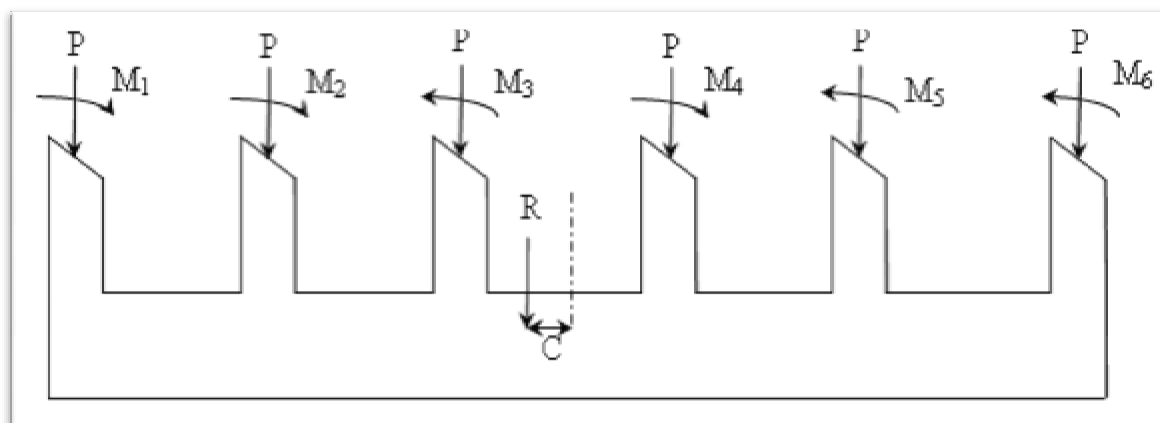


Figure X.2 : Coupe verticale de la semelle filante sous poteaux.

- **Hypothèse de calcul :** La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane, telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges, agissant sur la semelle.

- **Etape de calcul :** On détermine :

La résultante des charges : $R = \sum N_i$

Les coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

La distribution par ml, de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

La hauteur de la semelle :

$$\frac{1}{6} \leq h_t \leq \frac{1}{6} \quad \text{Avec : } L : \text{ distance entre nus des poteaux.}$$

Puis, on calcul :

L'effort tranchant le long de la semelle.

Le moment fléchissant le long de la semelle.

La semelle comme une poutre continue, devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

Les efforts internes revenant à la semelle filante sous poteau, dans le sens transversal (fille 2-2) apparaissent dans le tableau suivant.

poteaux	N = G + Q [KN]	N _{total}	M[KN.m]	e _i [m]	N.e _i [KN.m]
A	1485	7488,2	7,11	-5,7	-8464,5
B	2903		8,43	-1,30	-377,4
D	1266,5		2,16	3,8	4812,7
E	1833,8		1,2	6,8	12469,8

Tableau X.1: Efforts normaux et moments fléchissant

$$R = \sum N_i = 7488,2$$

$$e = 1,13\text{m} < \frac{1}{6} = 2,08 \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{7488,2}{12,5} \left(1 + \frac{6 \times 1,13}{12,5}\right) = 924\text{KN}$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = 274,13$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = 761,52$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{761,52}{300} = 2,54$$

On prend B=2,60m :

La surface de la semelle filante sous poteaux est: $2,60 \times 12,5 = 32,5\text{m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P est:

On aura donc :

$$S_p = (32,5 \times 7) - [(2,15 \times 2)] \times 2,6 = 216,32 \text{ m}^2$$

b. Semelles sous Voiles : Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort normal $N_s = G + Q$. La largeur de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N = G + Q [KN]	L [m]	B [m]	S = B.L [m ²]
VL1	1082,2	2,2	1,64	3,61
VL2	1083,5	2,2	1,64	3,61
VL3	699,8	1,7	1,37	2,33
VL4	770	1,7	1,51	2,57
VL5	335	1,00	1,12	1,12
VL6	333,5	1,00	1,12	1,12

Tableau X.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	N = G + Q [KN]	L [m]	B [m]	S = B.L [m ²]
VT ₁	2200,1	4,05	1,81	7,33
VT ₂	2261,5	4,05	1,86	7,54
VT ₃	1049,8	2,75	1,27	3,5
VT ₄	1084,2	2,75	1,31	3,61

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 36,34 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 216,32 + 36,34 = 252,66 \text{ m}^2$$

Conclusion : Après ces calculs de pré dimensionnement, on constate que la surface totale des semelles filantes est $S_t = 252,66 \text{ m}^2$. Ainsi, comme la surface totale du bâtiment est $S_{\text{bat}} = 303 \text{ m}^2$. Nous avons : $S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$ (la surface des

semelles isolées occupent plus de 50 % de l'assise). On opte donc, pour un radier général.

X.2.3 : Etude du radier général :

Un radier est une fondation, qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les murs et poteaux prennent appuis. Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et sont soumis à la réaction du sol, diminuées du poids propre du radier.

Le radier:

- Assure une bonne répartition des charges,
- Evite les tassements différentiels importants,
- Facilite le coffrage et la mise en œuvre du béton,
- Donne une rapidité d'exécution.

a. Prédimensionnement du radier :

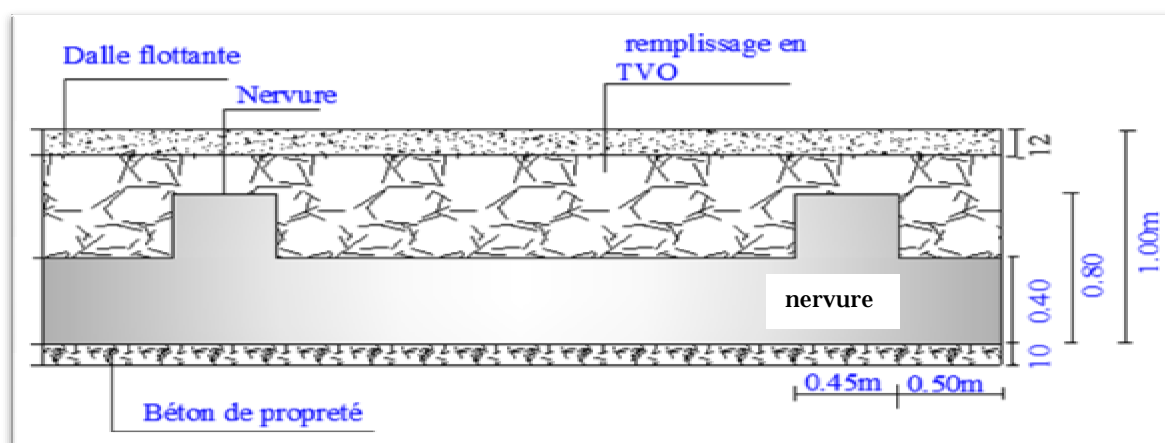


Figure X.3 : Coupe verticale du radier général.

- Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique,

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa. Pour un sol moyen,

I : Inertie de la section du radier (bande de 1 m),

E : Module de déformation longitudinale différée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,65\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,95 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,58 \text{ m} \leq h \leq 0,93 \text{ m}$$

On prend $h=100 \text{ cm}$.

• **Dalle du radier**: Son épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{4,65}{20} = 0,23 \text{ m} \quad \text{Soit } h_d = 40 \text{ cm.}$$

• **Nervure** : Sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,65}{10} = 0,465 \text{ m} \quad \text{Soit } h_n = 80 \text{ cm.}$$

Conclusion : Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur du radier : $h = 100 \text{ cm}$;
- Hauteur de la nervure : $h = 80 \text{ cm}$;
- Largeur de la nervure $b=45 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$.

Remarque : Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, nous n'aurons pas de débord. Mais en revanche, les règles du BAEL nous imposent un débord minimal, qui sera calculé comme suit :

$$l_{\text{débord}} \geq \max \left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{65}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 32,5 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de 50 cm dans les 4 sens du bâtiment : La surface totale du radier est: $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 343,55 \text{ m}^2$

Avec : $S_{\text{deb}} = 40,55 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bat}} = 303 \text{ m}^2$$

• **Charges permanentes** : Le poids du radier est calculé comme suit :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids du (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

$$P_{\text{nervure}} = b \times (h_n - h_d) \times \rho [(l_x \times m) + (l_y \times m)] = 2688,3 \text{ KN}$$

m: nombre de fille dans le sens considéré.

$$P_{TVO} = [(S_{rad} \times h_{TVO}) + (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d)] \times \rho_{TVO}$$

$$= [(34355 \times 0,08) + (23602 \times 0,4)] \times 17 = 447953 \text{KN}$$

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 343,55 \times 0,4 \times 25 = 3435,5 \text{ KN}$$

$$P_{dalle \text{ flottante}} = 0,12 \times 343,55 \times 25 = 1030,65 \text{KN}$$

$$P_{radier} = 11634 \text{KN}$$

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$$G_{total} = P_{superstructure} + P_{infrastructure} + P_{mur \text{ plaque}}$$

$$P_{mur \text{ plaque}} = 657,78$$

$$G_{tot} = 1603486 + 11634 + 657,78 = 283267 \text{KN}$$

- **Surcharge du radier :**

$$Q_{tot} = Q_{Superstructure} + Q_{radier}$$

Surcharges du bâtiment

$$Q_{Superstructure} = 8369 \text{KN}$$

Surcharges du radier

$$Q_{radier} = 5 \times 303 = 1515 \text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{Superstructure} + Q_{radier} = 9884 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 405126 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 382107 \text{ kN}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU : } S_{n \text{ rad}}^u \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{40512,6}{2 \times 300} = 67,521 \text{m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{n \text{ rad}}^s \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{38210}{300} = 127,36 \text{m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^u ; S_{rad}^s) = 127,36 \text{m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.4 Vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{t} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36\text{m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{40512,6 \times 1}{343,55} \times \frac{4,65}{2} = 315,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{363,5}{1 \times 0,36} = 1009,72 \text{ kN/m}^2 = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de la stabilité du radier : Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier, qui est sollicitée par les efforts suivants :

- Effort normal « N » due aux charges verticales : $G+Q$ ou $0,8G$.
- Moment de renversement « M » due au séisme : $M=M_0+T_0 \cdot h$.

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment,

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment,

h : Profondeur de l'infrastructure.

• **Calcul du centre de gravité du radier :** Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré,

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré,

$X_G = 13,03\text{m}$ et $Y_G = 6,16 \text{ m}$.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 5785,3\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 20008,5\text{m}^4$$

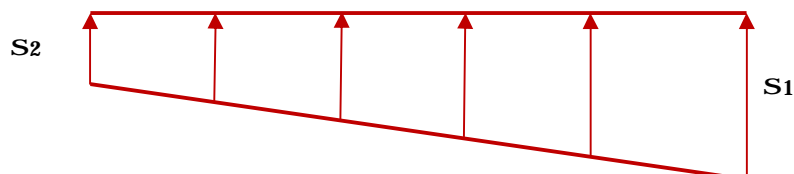


Figure X.3 : Diagramme des contraintes.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$
- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_j}{I} \quad V$$

N : c'est l'effort normal dû aux charges verticales.

M Moment de renversement dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \quad h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

- Sens longitudinal : Sens x-x :

Cas courant : 1,35G+1,5Q :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 405126 \text{ kN}$$

$$M_j = 25880,4 + 1427,1 = 27307,4 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_j}{I_{yy}} \quad X_G = \frac{40512,6}{343,55} + \frac{27307,4}{20008,5} \times 13,03 = 135,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_j}{I_{yy}} \quad X_G = \frac{40512,6}{343,55} - \frac{27307,4}{20008,5} \times 13,03 = 100,14 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 135,7 + 100,14}{4} = 127,8 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{sol} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS : G+Q :

$$N_s = G + Q = 38210 \text{ kN}$$

$$M_j = 27307,4 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_j}{I_{yy}} \quad X_G = \frac{38210}{343,55} + \frac{27307,4}{20008,5} \times 13,03 = 114,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_j}{I_{yy}} \quad X_G = \frac{38210}{343,55} - \frac{27307,4}{20008,5} \times 13,03 = 79,4 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 114,9 + 79,4}{4} = 106 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal sens yy:

Cas courant : 1,35G+1,5Q :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 405127 \text{ kN}$$

$$M_j = 29093,4 + 1627,2 = 30720,5 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_j}{I_{xx}} \quad Y_G = \frac{40512,7}{343,55} + \frac{30720,5}{5785,3} \times 6,16 = 150,63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_j}{I_{xx}} \quad Y_G = \frac{40512,7}{343,55} - \frac{30720,5}{5785,3} \times 6,16 = 85,21 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150,63 + 85,21}{4} = 134,3 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS : G+Q :

$$N_s = G + Q = 38210 \text{ kN}$$

$$M_j = 30720,5 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_j}{I_{xx}} \quad Y_G = \frac{38210}{343,55} + \frac{30720,5}{5785,3} \times 6,16 = 143,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_j}{I_{xx}} \quad Y_G = \frac{38210}{343,55} - \frac{30720,5}{5785,3} \times 6,16 = 78,52 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 143,92 + 78,52}{4} = 127,6 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{\text{sol}} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91): Aucun calcul n'exige si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé, sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

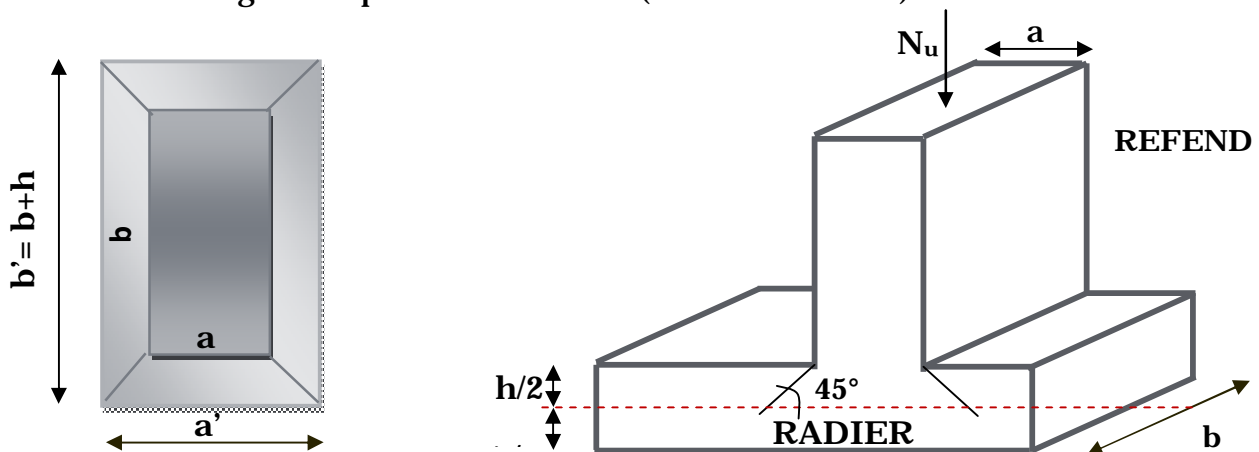


Figure. X.4: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1445,2 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000 = 4500 \text{ KN}$$

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,6 \text{ m}$$

$$N_u = 3098,5 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 0,8 \times 5,6 \times 25000 = 55040 \text{ KN}$$

X.2.5 Ferrailage du radier :

Un radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{l'ELU: } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 134,3 - \frac{11634}{343,55} = 100,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{l'ELS: } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 127,6 - \frac{11634}{343,55} = 93,73 \text{ KN/m}^2$$

· Identification des panneaux de dalle : Les panneaux les plus sollicités ont pour dimensions :

$$l_x = 3,70 \text{ m}$$

$$l_y = 5,10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les sens.

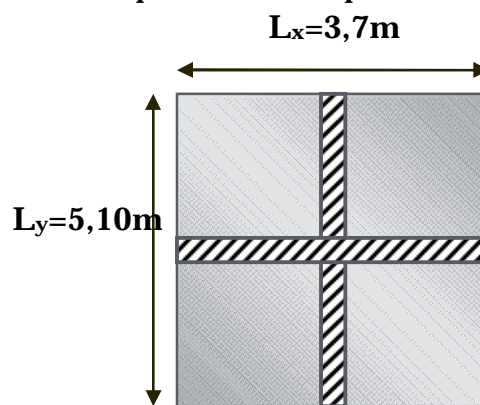


Figure X.5 : schéma statique du panneau de calcul

Remarque : Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. La dalle du radier est étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme. Elle est encadrée sur quatre côtés. Deux cas se présentent à nous, selon le coefficient ρ :

- $\rho \leq 0,4$: La dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \rho \leq 1$: La dalle travaille dans les deux sens

Les nervures sont calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

· Calcul à l'ELU : Les tables de PIGEAUD donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$q_u = 100,43 \text{ KN/m}^2 \quad \rho = 0,72$$

$$\rightarrow u_x = 0,0658$$

$$u_y = 0,464$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0658 \times 100,43 \times (3,7^2) = 90,46 \text{ KNm}$$

$$M_y = u_y M_x = 0,464 \times 90,46 = 41,97 \text{ KNm}$$

• Ferrailage du panneau de dalle dans le sens longitudinal X-X:

• Aux appuis :

$$M_a = -0,5 M_x = -45,23 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45,23 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45,23 \times 10^3}{0,988 \times 36 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

• En travées :

$$M_t = 0,85 M_x = 76,9 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{76,9 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{76,9 \times 10^3}{0,979 \times 36 \times 348} = 6,27 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage du panneau de dalle dans le sens transversal Y-Y :

• Aux appuis :

$$M_a = -0,5 M_y = 21 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21 \times 10^3}{0,994 \times 36 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

• En travées :

$$M_t = 0,85 M_y = 39,1 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39,1 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,021 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39,1 \times 10^3}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage adopté:** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	5HA14	5HA10
Armatures en appuis	5HA12	5HA10

Tableau X.4: ferrailage adopté pour le panneau de dalle à l'ELU.

- **Calcul à L'ELS :**

$$q_s = 93,73 \text{KN}$$

$$\alpha = 0,72$$

$$u_x = 0,0658$$

$$u_y = 0,464$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0658 \times 93,73 \times (3,7^2) = 84,43 \text{KNm}$$

$$M_y = u_y M_x = 0,464 \times 84,43 = 39,2 \text{KNm}$$

- **Ferrailage du panneau de dalle dans le sens longitudinale X-X:**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5 M_x = 42,21 \text{KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{42,21 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42,21 \times 10^3}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,4 \text{cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA12} = 5,65 \text{cm}^2$$

- **En travées :**

$$M_t = 0,85 M_x = 71,76 \text{KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71,76 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{71,76 \times 10^3}{0,980 \times 36 \times 348} = 5,84 \text{cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA14} = 7,70 \text{cm}^2$$

- **Ferrailage du panneau de dalle dans le sens transversale Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5 M_y = 19,6 \text{KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,6 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,6 \times 10^3}{0,995 \times 36 \times 348} = 1,57 \text{cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA10} = 3,93 \text{cm}^2$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_y = 33,32 \text{ kN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,32 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{33,32 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adopté : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	5HA14	5HA10
Armatures en appuis	5HA12	5HA10

Tableau X.5 : ferrailage du panneau de dalle à l'ELS.

Conclusion : Les résultats à l'ELS confirment celle obtenus à l'ELU.

- Ferrailage du débord : Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bonde de 1 mètre de longueur.

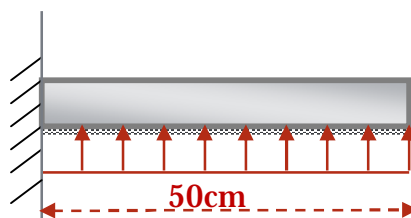


Figure IX.6 : Schéma statique du débord.

- Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 100,43 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{100,43 \times 0,50^2}{2} = 12,55 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS:

$$q_s = 93,73 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{93,73 \times 0,50^2}{2} = 11,71 \text{ kN.m}$$

- Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 36 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,55 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,20} = 0,007 < 0,392$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,55 \times 10^6}{0,995 \times 360 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

· Vérifications à l'ELU :

• La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,00 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 5 \text{ HA } 12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$$

• Calcul sur l'espacement :

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ } \Rightarrow \text{On adopte: } 4 \text{ HA } 10 / \text{ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

· Vérification à l'ELS :

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,55}{11,71} = 1,07$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,185 \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.}$$

X.2.5 Etude des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées, les caractéristiques de la nervure sont illustrées dans le schéma X.3 qui sont les suivantes:

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 77 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$q_u = 100,43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 93,73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées, en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

a. **Chargement simplifié admis** : Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondant à un diagramme rectangulaire, qui donne le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t), que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart, le calcul devient classique.

b. **Ferraillage des nervures:**

- **Charges revenant aux nervures :**

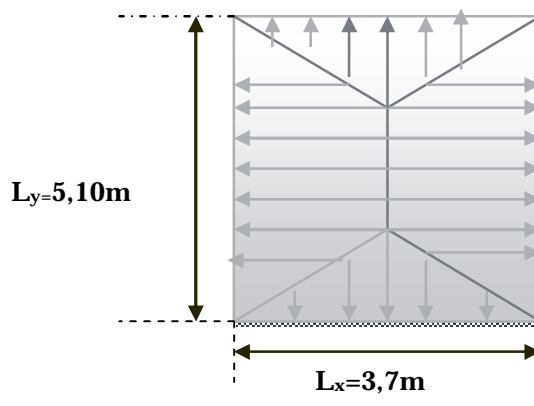


Figure X.7 : schéma statique des charges revenant à la nervure.

- **Sens (xx) : Charge triangulaire.**

$$L_m = 0,333l_x = 1,232\text{m.}$$

$$L_t = 0,25l_x = 0,925\text{m.}$$

$$Q_{Mu} = q_u \times l_m = 123,73\text{KN/ml.}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times l_m = 115,47\text{ KN/ml.}$$

$$Q_{Tu} = 92,9\text{ KN/ml.}$$

- **Sens (yy) charge trapézoïdale :**

$$l_m = \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right) = 3,7 \times \left(0,5 - \frac{0,72^2}{6}\right) = 1,530 \text{ m}$$

$$l_t = l_y \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4}\right) = 5,1 \times \left(0,5 - \frac{0,72^2}{4}\right) = 1,89 \text{ m}$$

$$Q_{Mu} = q_u \times l_m = 168,95 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times l_m = 143,4 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = 189,8 \text{ KN/ml}$$

N.B : Pour un comptent de précision il est plus judicieux de prendre une charge trapézoïdale au lieu d'une charge uniformément pour le calcul de la nervure.

c. **Détermination des sollicitations:** Nous disposant d'une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et d'un d'encastrement partiel, à ces deux extrémités. Après la modélisation de la nervure par le logiciel ETABS, on opte pour les résultats suivants :

- Efforts maximum :
- Sens longitudinal (x-x), fille B-B :

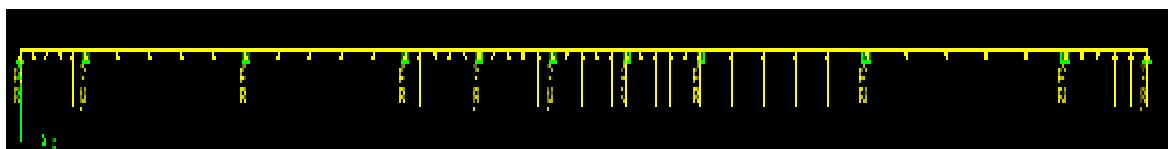


Figure X.8 : chargement de la poutre à l'ELU

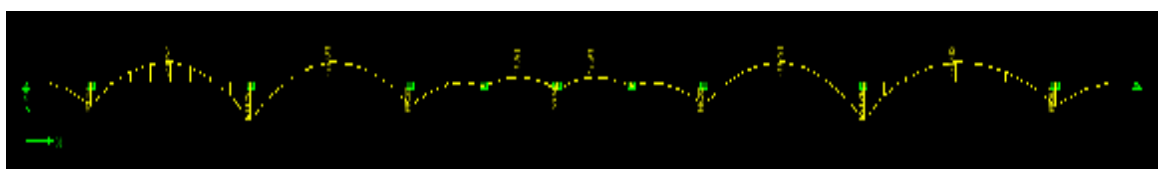


Figure X.9 : Diagramme des moments à l'ELU



Figure X.10 : Chargement à l'ELS

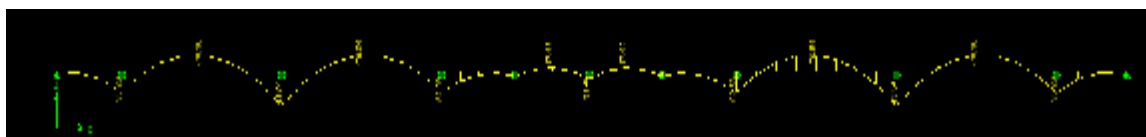


Figure X.11 : Diagramme des moments à l'ELS



Figure X.12 : Chargement sous l'effort tranchant

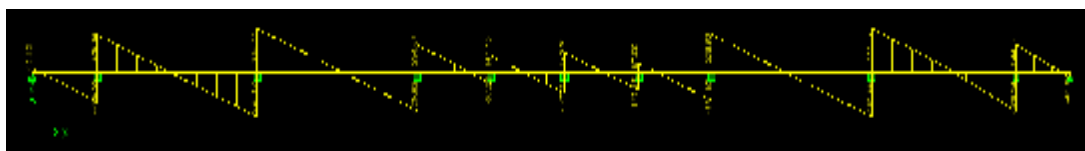


Figure X.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- Déduction des efforts maximaux :

	M_{Qu} [KN.m]	M_{Qs} [KN.m]	T_{Qu} [KN.m]
appui	211,72	144,47	223,41
travée	108,36	73,64	223,41

Tableau X.6: Efforts max dans la nervure dans le sens longitudinale

- Sens transversale, fille1-1 :

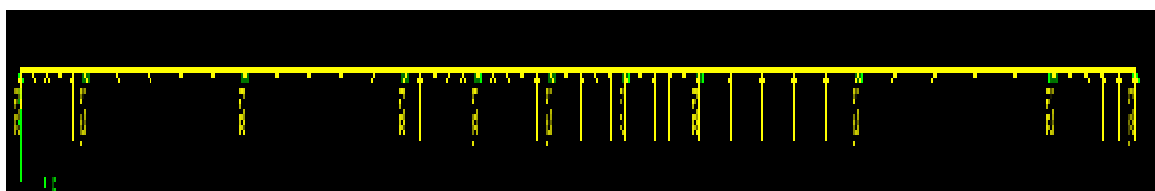


Figure X.14 : chargement de la poutre à l'ELU

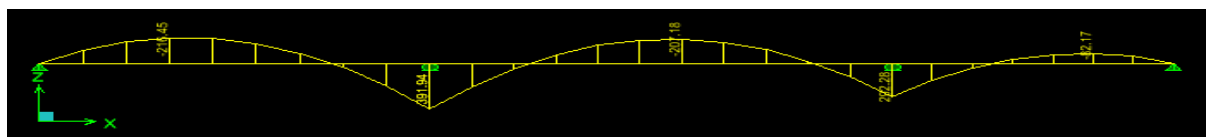


Figure X.15 : Diagramme des moments à l'ELU



Figure X.16 : chargement de la poutre à l'ELS

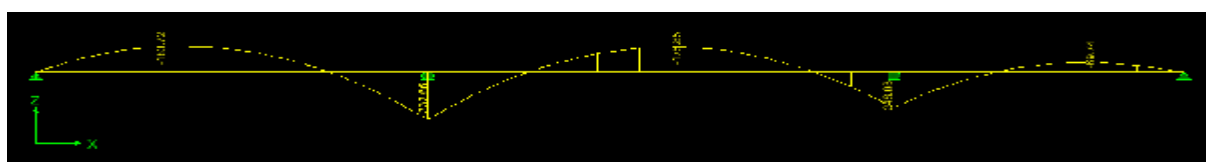


Figure X.17 : Diagramme des moments à l'ELS

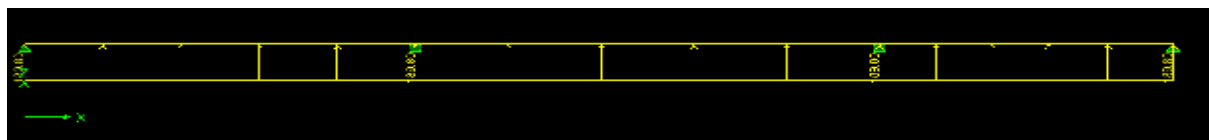


Figure X.18 : Chargement sous l'effort tranchant

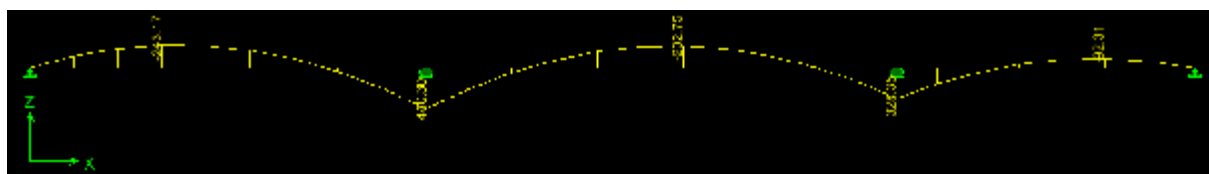


Figure X.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	M_{Qu} [KN.m]	M_{Qs} [KN.m]	T_{Qu} [KN.m]
appui	332,73	226,72	440,3
travée	323,03	218,75	243,17

Tableau X.6 : Efforts max dans la nervure dans le sens transversale.

d. Ferrailage adopté : Le calcul se fait avec le moment maximal aux appuis et en travée.

On a: $d = 77\text{cm}$, $b = 45\text{ cm}$, $c = 3\text{ cm}$ et $h = 801\text{ cm}$.

On résume le ferrailage dans les tableaux suivants. Sachant que, le ferrailage de la nervure est le même dans les deux sens (longitudinal et transversal). Le calcul s'effectue pour le sens le plus sollicité : sens transversale.

	M [KN.m]	μ_R	β	A_s [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Choix des barres/ml
Appui	332,73	0,088	0,965	12,86	15,71	5HA20
Travée	323,03	0,085	0,955	12,62	15,71	5HA20

Tableau X.7 : Ferrailage adopté pour la nervure.

e. Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right)$$

On prend $\Phi=8\text{ mm}$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : $6\text{ HA } 8 = 3,02\text{ cm}^2$. Exigence du (RPA Art.7.5.2.2).

• **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1,22/BAEL91) :

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

$$S_t \leq \min(69,3 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

$$S_t \leq 40\text{cm.}$$

On opte pour un espacement $S_{t \min} = 15\text{cm}$.

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 405 = 2,4 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min(20 ; 24)$$

$$S_t \leq 20$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2}$$

$$S_t \leq 40$$

Finalelement :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

f. Vérification à l'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 77 \times \frac{2,1}{400} = 4,18 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :** Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right] = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{Sens xx : } \frac{223,41 \times 10}{45 \times 77} = 0,64 \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \frac{440,3 \times 10}{45 \times 77} = 1,27 \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Conclusion : condition vérifiée dans les deux sens.

g. Vérification à l'ELS :

- Aux appuis : $M_s=144,47\text{KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{211,72}{144,4} = 1,47$$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} = \frac{27,5}{57,5} = 0,478 \quad 0,0935 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,51 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées : $M_s=207,32\text{KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{314,73}{207,32} = 1,51$$

$$\alpha = 0,478 \quad 0,1264 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée. Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

h. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) : ces armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm. La quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{ml} \times 0,80 = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit : 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$.

Conclusions

Au terme de cette thèse, qui constitue pour nous une première expérience. On constate que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition d'en maîtriser les notions de base des sciences de l'ingénieur (RDM, DDS...etc.), ainsi que le logiciels lui même.

La structure auto stable présente des efforts et des déplacements importants et l'introduction des voiles a eu pour conséquences de les réduire de manière probante. D'après les calculs et les vérifications établis, on constate que la structure pourra résister à d'éventuels chargements dynamiques.

Ce travail est une petite contribution, qu'on espère sera d'une utilité pour les promotions futur.

Bibliographie

Règlements :

- w Règles parasismiques Algériennes RPA99 / Version 2003,**
- w Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement),**
- w Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiées 99.**

MODEL SATI ON 2. OUT
E T A B S (R)

Ver si on 9. 6. 0. 0

Copyri ght (C) 1984- 2009
COMPUTERS AND STRUCTURES, I NC.
Al l ri ght s reserved

This copy of ETABS is for the exclusive use of
THE LI CENSEE

Unauthori zed use is in violati on of Federal copyri ght laws

It is the responsi bility of the user to verify al l
results produced by thi s program

19 Sep 2012 10: 35: 43

Pr ogr am ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

Page
1

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 1 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER						
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000
Y	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000
Z	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000

TRANSLATI ONAL MASS AND MASS MOMENTS OF I NERTI A						
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	27. 531734	27. 531734	. 000000	. 000000	. 000000	1889. 179

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	12. 306028	12. 306028	12. 194809
Y	6. 761082	6. 761082	6. 696652
Z	27. 270000	27. 270000	27. 270000

CONS 2 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER						
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000
Y	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000
Z	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000

TRANSLATI ONAL MASS AND MASS MOMENTS OF I NERTI A						
	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	28. 945256	28. 945256	. 000000	. 000000	. 000000	2062. 774

CENTER OF MASS			
GLOBAL	U1	U2	U3
X	12. 314976	12. 314976	12. 249636
Y	6. 632358	6. 632358	6. 538960
Z	24. 380000	24. 380000	24. 380000

CONS 3 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER						
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000
Y	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000
Z	. 000000	. 000000	1. 000000	. 000000	. 000000	1. 000000

MODEL SATI ON 2. OUT

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	28.968733	28.968733	.000000	.000000	.000000	2063.732

□ Program ETABS Version 9.6.0.0 File: MODEL SATI ON

2. OUT

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

C E N T E R O F M A S S

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.314964	12.314964	12.249636
Y	6.627180	6.627180	6.538938
Z	21.490000	21.490000	21.490000

CONS 4 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

L O C A L C O O R D I N A T E S Y S T E M F O R C O N S T R A I N T M A S T E R

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	29.321040	29.321040	.000000	.000000	.000000	2085.397

C E N T E R O F M A S S

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.312336	12.312336	12.249625
Y	6.635628	6.635628	6.538974
Z	18.600000	18.600000	18.600000

CONS 5 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

L O C A L C O O R D I N A T E S Y S T E M F O R C O N S T R A I N T M A S T E R

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	29.748325	29.748325	.000000	.000000	.000000	2111.623

C E N T E R O F M A S S

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.309368	12.309368	12.249612
Y	6.644551	6.644551	6.539012
Z	15.710000	15.710000	15.710000

CONS 6 ===== TYPE = DI APH, NORMAL DI RECTI ON = U3

L O C A L C O O R D I N A T E S Y S T E M F O R C O N S T R A I N T M A S T E R

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

□ Program ETABS Version 9.6.0.0 File: MODEL SATI ON

2. OUT

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	29.748325	29.748325	.000000	.000000	.000000	2111.623

MODEL SATI ON 2. OUT

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.309368	12.309368	12.249612
Y	6.644551	6.644551	6.539012
Z	12.820000	12.820000	12.820000

CONS 7 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATI ONAL MASS AND MASS MOMENTS OF I NERTI A

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	30.166577	30.166577	.000000	.000000	.000000	2137.313

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.306434	12.306434	12.249600
Y	6.653893	6.653893	6.539051
Z	9.930000	9.930000	9.930000

CONS 8 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATI ONAL MASS AND MASS MOMENTS OF I NERTI A

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	30.635033	30.635033	.000000	.000000	.000000	2166.908

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.303209	12.303209	12.249586
Y	6.659686	6.659686	6.539076
Z	7.040000	7.040000	7.040000

Program ETABS Ver si on 9.6.0.0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

Page
4

C O N S T R A I N T C O O R D I N A T E S A N D M A S S E S

CONS 9 ===== TYPE = DIAPH, NORMAL DI RECTI ON = U3

LOCAL COORDI NATE SYSTEM FOR CONSTRAI NT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATI ONAL MASS AND MASS MOMENTS OF I NERTI A

	U1	U2	U3	R1	R2	R3
	34.466023	34.466023	.000000	.000000	.000000	2443.685

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	12.435111	12.435111	12.506366
Y	6.838871	6.838871	6.628760
Z	4.150000	4.150000	4.150000

Program ETABS Ver si on 9.6.0.0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

Page

DISPLACEMENT DEGREES OF FREEDOM

(A) = Active DOF, equilibrium equation
 (-) = Restrained DOF, reaction computed
 (+) = Constrained DOF
 (>) = External substructure DOF
 () = Null DOF

JOINTS		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1		+	+				+
2	TO 7	A	A	A	A	A	A
8	TO 17	+	+	A	A	A	+
18		+	+				+
19	TO 236	+	+	A	A	A	+
237		+	+				+
238	TO 243	A	A	A	A	A	A
244	TO 478	+	+	A	A	A	+
479		+	+				+
480	TO 485	A	A	A	A	A	A
486	TO 720	+	+	A	A	A	+
721		+	+				+
722	TO 727	A	A	A	A	A	A
728	TO 962	+	+	A	A	A	+
963		+	+				+
964	TO 969	A	A	A	A	A	A
970	TO 1204	+	+	A	A	A	+
1205		+	+				+
1206	TO 1211	A	A	A	A	A	A
1212	TO 1446	+	+	A	A	A	+
1447		+	+				+
1448	TO 1453	A	A	A	A	A	A
1454	TO 1688	+	+	A	A	A	+
1689		+	+				+
1690	TO 1695	A	A	A	A	A	A
1696	TO 1930	+	+	A	A	A	+
1931		+	+				+
1932	TO 1933	A	A	A	A	A	A
1934	TO 2173	+	+	A	A	A	+
2174	TO 2221	-	-	-	-	-	-

CONSTRAINTS		U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	TO 9	A	A				A

□ Program ETABS Version 9.6.0.0
 2. OUT

File: MODEL I SATI ON

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	27.531734	27.531734	.000000	.000000	.000000	1889.179
2	0.107971	0.107971	.000000	.000000	.000000	.000000
3	0.107971	0.107971	.000000	.000000	.000000	.000000
4	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
5	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
6	0.045076	0.045076	.000000	.000000	.000000	.000000
7	0.045076	0.045076	.000000	.000000	.000000	.000000
237	28.945256	28.945256	.000000	.000000	.000000	2062.774
238	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
239	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
240	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
241	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
242	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
243	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
479	28.968733	28.968733	.000000	.000000	.000000	2063.732

MODEL1 SATI ON 2. OUT

480	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
481	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
482	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
483	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
484	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
485	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
721	29.321040	29.321040	.000000	.000000	.000000	2085.397
722	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
723	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
724	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
725	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
726	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
727	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
963	29.748325	29.748325	.000000	.000000	.000000	2111.623
964	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
965	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
966	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
967	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
968	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
969	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1205	29.748325	29.748325	.000000	.000000	.000000	2111.623
1206	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1207	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1208	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
1209	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
1210	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1211	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1447	30.166577	30.166577	.000000	.000000	.000000	2137.313
1448	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1449	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1450	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
1451	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000

□ Program ETABS Version 9.6.0.0
2. OUT

File: MODEL1 SATI ON

Page
7

A S S E M B L E D J O I N T M A S S E S

I N G L O B A L C O O R D I N A T E S

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1452	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1453	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1689	30.635033	30.635033	.000000	.000000	.000000	2166.908
1690	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1691	0.034083	0.034083	.000000	.000000	.000000	.000000
1692	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
1693	0.180305	0.180305	.000000	.000000	.000000	.000000
1694	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1695	0.090152	0.090152	.000000	.000000	.000000	.000000
1931	34.466023	34.466023	.000000	.000000	.000000	2443.685
1932	0.102250	0.102250	.000000	.000000	.000000	.000000
1933	0.102250	0.102250	.000000	.000000	.000000	.000000
2174	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2175	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2176	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2177	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2178	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2179	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2180	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2181	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2182	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2183	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2184	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2185	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2186	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2187	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2188	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000

Page 5

MODEL SATI ON 2. OUT

2189	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2190	0.109230	0.109230	.000000	.000000	.000000	.000000
2191	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2192	0.129458	0.129458	.000000	.000000	.000000	.000000
2193	0.129458	0.129458	.000000	.000000	.000000	.000000
2194	0.064729	0.064729	.000000	.000000	.000000	.000000
2195	0.064729	0.064729	.000000	.000000	.000000	.000000
2196	0.086305	0.086305	.000000	.000000	.000000	.000000
2197	0.086305	0.086305	.000000	.000000	.000000	.000000
2198	0.086305	0.086305	.000000	.000000	.000000	.000000
2199	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2200	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2201	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2202	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2203	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2204	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2205	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2206	0.033713	0.033713	.000000	.000000	.000000	.000000
2207	0.200929	0.200929	.000000	.000000	.000000	.000000
2208	0.343872	0.343872	.000000	.000000	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.6.0.0
2. OUT

File: MODEL SATI ON

ASSEMBLED JOINT MASSES
IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
2209	0.238688	0.238688	.000000	.000000	.000000	.000000
2210	0.274289	0.274289	.000000	.000000	.000000	.000000
2211	0.343872	0.343872	.000000	.000000	.000000	.000000
2212	0.086305	0.086305	.000000	.000000	.000000	.000000
2213	0.200929	0.200929	.000000	.000000	.000000	.000000
2214	0.200929	0.200929	.000000	.000000	.000000	.000000
2215	0.200929	0.200929	.000000	.000000	.000000	.000000
2216	0.343872	0.343872	.000000	.000000	.000000	.000000
2217	0.343872	0.343872	.000000	.000000	.000000	.000000
2218	0.238688	0.238688	.000000	.000000	.000000	.000000
2219	0.274289	0.274289	.000000	.000000	.000000	.000000
2220	0.339017	0.339017	.000000	.000000	.000000	.000000
2221	0.339017	0.339017	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL ASSEMBLED JOINT MASSES
IN GLOBAL COORDINATES

TOTAL	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
281.262630	281.262630	.000000	.000000	.000000	19072.231	

TOTAL ACCELERATED MASS AND LOCATION
TOTAL MASS ACTIVATED BY ACCELERATION LOADS, IN GLOBAL COORDINATES

MASS	UX	UY	UZ
274.485518	274.485518	.000000	.000000
X-LOC 12.325142	12.325142	.000000	.000000
Y-LOC 6.717586	6.717586	.000000	.000000
Z-LOC 15.346737	15.346737	.000000	.000000

Program ETABS Version 9.6.0.0
2. OUT

File: MODEL SATI ON

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODEL I SATI ON 2. OUT				
MODE	PERI OD (TI ME)	FREQUENCY (CYC/ TI ME)	FREQUENCY (RAD/ TI ME)	EI GENVALUE (RAD/ TI ME) * * 2
1	0. 719901	1. 389079	8. 727843	76. 175246
2	0. 581073	1. 720953	10. 813069	116. 922470
3	0. 537980	1. 858804	11. 679211	136. 403963
4	0. 207914	4. 809692	30. 220185	913. 259564
5	0. 133980	7. 463813	46. 896520	2199. 284
6	0. 124765	8. 015068	50. 360160	2536. 146
7	0. 097933	10. 211107	64. 158280	4116. 285
8	0. 058287	17. 156500	107. 797469	11620. 294
9	0. 057205	17. 481116	109. 837092	12064. 187
10	0. 053867	18. 564339	116. 643179	13605. 631
11	0. 037757	26. 484973	166. 409994	27692. 286
12	0. 034732	28. 792274	180. 907192	32727. 412

Program ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL I SATI ON

Page
10

MODAL PARTICIPATION FACTORS

FOR UNIT ACCELERATI ON LOADS IN GLOBAL COORDI NATES

MODE	PERI OD	UX	UY	UZ
1	0. 719901	14. 210258	-0. 090463	. 000000
2	0. 581073	0. 133375	13. 805629	. 000000
3	0. 537980	0. 893339	-0. 581462	. 000000
4	0. 207914	6. 397089	-0. 007460	. 000000
5	0. 133980	-0. 003982	7. 249341	. 000000
6	0. 124765	-0. 125749	-0. 154545	. 000000
7	0. 097933	3. 930167	0. 006095	. 000000
8	0. 058287	0. 001321	-4. 279473	. 000000
9	0. 057205	-2. 759013	0. 008851	. 000000
10	0. 053867	-0. 405734	-0. 073561	. 000000
11	0. 037757	1. 959601	0. 008235	. 000000
12	0. 034732	0. 011474	-2. 787949	. 000000

Program ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL I SATI ON

Page
11

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERI OD	INDI VI DUAL MODE (PERCENT)			CUMULATI VE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0. 719901	73. 5672	0. 0030	0. 0000	73. 5672	0. 0030	0. 0000
2	0. 581073	0. 0065	69. 4373	0. 0000	73. 5737	69. 4403	0. 0000
3	0. 537980	0. 2907	0. 1232	0. 0000	73. 8645	69. 5635	0. 0000
4	0. 207914	14. 9089	0. 0000	0. 0000	88. 7734	69. 5635	0. 0000
5	0. 133980	0. 0000	19. 1460	0. 0000	88. 7734	88. 7095	0. 0000
6	0. 124765	0. 0058	0. 0087	0. 0000	88. 7791	88. 7182	0. 0000
7	0. 097933	5. 6273	0. 0000	0. 0000	94. 4065	88. 7182	0. 0000
8	0. 058287	0. 0000	6. 6721	0. 0000	94. 4065	95. 3903	0. 0000
9	0. 057205	2. 7732	0. 0000	0. 0000	97. 1797	95. 3903	0. 0000
10	0. 053867	0. 0600	0. 0020	0. 0000	97. 2397	95. 3923	0. 0000
11	0. 037757	1. 3990	0. 0000	0. 0000	98. 6387	95. 3923	0. 0000
12	0. 034732	0. 0000	2. 8317	0. 0000	98. 6387	98. 2240	0. 0000

Program ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL I SATI ON

Page
12

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

LOAD, ACC, OR LI NK/ DEF (TYPE)	(NAME)	STATI C (PERCENT)	DYNAM C (PERCENT)	EFFECTI VE PERI OD
-------------------------------------	---------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

		MODEL SATI ON 2. OUT				
LOAD	DEAD	0.0000	-> 0.0000<-	(*)	SEE NOTE	2.42E-07
LOAD	LIVE	0.8057	-> 0.0000<-	(*)	SEE NOTE	0.051060
LOAD	TRI BUTAR	23.6287	-> 0.0000<-	(*)	SEE NOTE	0.268355
LOAD	EX	0.0000	0.0000			- I NFI NI TY-
LOAD	EY	0.0000	0.0000			- I NFI NI TY-
LOAD	E	0.0000	0.0000			- I NFI NI TY-
ACC	UX	99.9979	98.6387			0.713457
ACC	UY	99.9964	98.2240			0.576714
ACC	UZ	0.0000	0.0000			- I NFI NI TY-
ACC	RX	100.0000	99.9809			0.580796
ACC	RY	100.0000	99.9847			0.719509
ACC	RZ	97.4511	95.3869			1.320817

(*) NOTE: DYNAM C LOAD PARTI CI PATI ON RATI O EXCLUDES LOAD APPLI ED TO NON- MASS DEGREES OF FREEDOM

Pr ogr am ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

Page
13

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOADDEAD

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	-2729.771	-18390.199	33631.053	.000000
I NERTI A	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	2.60E-13	-1.64E-11	2726.548	18389.415	-33591.410	-2.95E-10
CONSTRS	7.59E-14	1.47E-11	.000000	-4.98E-10	2.12E-12	2.68E-10
TOTAL	3.36E-13	-1.69E-12	-3.223259	-0.784265	39.643159	-2.64E-11

LOADLIVE

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	-418.453750	-2770.777	5180.665	.000000
I NERTI A	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	4.20E-14	-3.28E-12	418.453750	2770.777	-5180.665	-5.87E-11
CONSTRS	-1.74E-14	3.00E-12	.000000	-9.79E-11	-2.52E-13	5.48E-11
TOTAL	2.46E-14	-2.71E-13	1.66E-10	7.78E-10	-2.89E-09	-3.86E-12

LOADTRI BUTAR

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	-54.650000	-298.569250	662.658000	.000000
I NERTI A	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-5.20E-15	-5.14E-12	54.650000	298.569250	-662.658000	-8.85E-11
CONSTRS	1.63E-14	4.56E-12	.000000	-1.47E-10	3.35E-13	8.14E-11
TOTAL	1.11E-14	-5.75E-13	1.47E-10	9.54E-10	-2.30E-09	-7.08E-12

LOADEX

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

Pr ogr am ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

Page
14

GLOBAL FORCE BALANCE

Page 8

MODEL SATI ON 2. OUT

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD EY

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTIONS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRAINTS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

LOAD E

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTIONS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRAINTS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE 1

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	1082.470	-6.891044	.000000	141.089433	21444.464	-7795.238
REACTIONS	-1082.470	6.891317	3.32E-09	-141.089976	-21444.464	7795.245
CONSTRAINTS	9.62E-05	-0.000277	.000000	0.000626	0.000228	-0.006631
TOTAL	6.86E-07	-4.33E-06	3.32E-09	8.19E-05	2.40E-05	-4.81E-05

MODE 2

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	15.594528	1614.188	.000000	-32757.756	295.537945	20336.096
REACTIONS	-15.593908	-1614.190	-2.34E-08	32757.759	-295.536602	-20336.134
CONSTRAINTS	-0.000625	0.001382	.000000	-0.003505	-0.001513	0.037970
TOTAL	-5.06E-06	3.84E-05	-2.34E-08	-0.000760	-0.000169	0.000419

□ Program ETABS Version 9.6.0.0

File: MODEL SATI ON

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 3

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	121.854971	-79.313665	.000000	1610.484	2129.768	14065.301
REACTIONS	-121.855035	79.313779	-7.19E-10	-1610.484	-2129.768	-14065.298
CONSTRAINTS	6.56E-05	-0.000120	.000000	0.000346	0.000163	-0.003316
TOTAL	7.66E-07	-6.19E-06	-7.19E-10	0.000112	2.25E-05	0.000199

MODE 4

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	5842.203	-6.813326	.000000	95.326631	14842.445	-39699.370
REACTIONS	-5842.203	6.812318	-4.30E-10	-95.324898	-14842.446	39699.360
CONSTRAINTS	0.000412	0.000955	.000000	-0.000905	0.001217	0.009684

MODEL SATI ON 2. OUT

TOTAL 7.47E-06 -5.27E-05 -4.30E-10 0.000828 0.000497 -0.000407

MODE 5 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	-8.758169	15943.357	.000000	-74945.248	-189.872927	199615.390
REACTNS	8.749871	-15943.333	5.24E-08	74945.198	189.863057	-199615.092
CONSTRS	0.009113	-0.023319	.000000	0.035849	0.042794	-0.295246

TOTAL 0.000814 0.000775 5.24E-08 -0.013929 0.032924 0.003306

MODE 6 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	-318.917873	-391.947437	.000000	1781.645	-4849.804	151722.218
REACTNS	318.919379	391.953358	-8.44E-10	-1781.653	4849.805	-151722.141
CONSTRS	3.86E-05	-0.005448	.000000	0.004949	0.012206	-0.136591

TOTAL 0.001544 0.000473 -8.44E-10 -0.002887 0.013422 -0.060120

□ Pr ogr am ETABS Ver si on 9. 6. 0. 0
2. OUT

Fi l e: MODEL SATI ON

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORI G N, I N GLOBAL COORDI NATES

MODE 7 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	16177.686	25.089100	.000000	-219.864420	63663.854	-109690.746
REACTNS	-16177.686	-25.086152	-7.04E-09	219.860779	-63663.856	109690.787
CONSTRS	-0.000714	-0.003600	.000000	0.011963	-0.021370	0.006269

TOTAL -0.001503 -0.000652 -7.04E-09 0.008322 -0.023108 0.047224

MODE 8 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	15.346879	-49728.733	.000000	174690.155	65.174628	-623837.831
REACTNS	-15.145748	49729.032	2.60E-08	-174690.706	-64.790885	623841.102
CONSTRS	-0.336388	-0.318219	.000000	0.205697	-2.366870	1.739462

TOTAL -0.135257 -0.019442 2.60E-08 -0.345517 -1.983127 5.010951

MODE 9 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	-33285.254	106.784143	.000000	-407.080655	-72265.998	186618.502
REACTNS	33285.222	-106.820642	-1.33E-08	407.161643	72265.933	-186619.157
CONSTRS	0.099368	0.023859	.000000	0.151125	1.069054	-1.429127

TOTAL 0.067990 -0.012640 -1.33E-08 0.232112 1.004477 -2.083618

MODE 10 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLI ED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
I NERTI A	-5520.268	-1000.851	.000000	3802.179	-16515.536	511866.371
REACTNS	5520.378	1000.907	-9.93E-09	-3802.293	16515.739	-511866.138
CONSTRS	-0.158225	-0.056742	.000000	-0.012186	-0.899699	1.733052

TOTAL -0.047744 -0.000441 -9.93E-09 -0.126120 -0.696368 1.966658

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 11 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	54265.843	228.033429	.000000	-640.169332	127383.659	-321377.186
REACTIONS	-54266.318	-228.036985	-2.39E-08	640.172787	-127384.486	321382.894
CONSTRAINTS	0.477886	0.334349	.000000	-3.167492	0.847152	-2.269912
TOTAL	0.002826	0.330794	-2.39E-08	-3.164037	0.019587	3.437359

MODE 12 -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	375.528714	-91242.347	.000000	205384.357	949.727452	-1.1528E+06
REACTIONS	-375.825284	91242.247	-3.23E-08	-205384.310	-950.236253	1.1528E+06
CONSTRAINTS	0.194251	0.046932	.000000	-1.060195	-0.923122	4.700167
TOTAL	-0.102319	-0.053684	-3.23E-08	-1.013030	-1.431922	7.513421

SPECEX -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	142.705141	0.963189	.000000	19.553119	2588.043	992.839749
REACTIONS	142.705156	0.963200	3.90E-10	19.553142	2588.043	992.840522
CONSTRAINTS	6.04E-05	5.17E-05	.000000	0.000394	0.000350	0.000923
TOTAL	2.28E-05	4.00E-05	3.90E-10	0.000395	0.000337	0.000851

SPECEY -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	0.963189	162.722405	.000000	2909.339	18.784931	2005.544
REACTIONS	0.963154	162.722499	2.07E-09	2909.339	18.784854	2005.547
CONSTRAINTS	0.000208	0.000238	.000000	0.000387	0.001428	0.003808
TOTAL	8.21E-05	1.54E-05	2.07E-09	0.000274	0.001213	0.003232

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

SPECE -----

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	142.708391	162.725256	.000000	2909.404	2588.111	2237.842
REACTIONS	142.708406	162.725349	2.11E-09	2909.405	2588.111	2237.845
CONSTRAINTS	0.000216	0.000244	.000000	0.000552	0.001470	0.003918
TOTAL	8.52E-05	4.29E-05	2.11E-09	0.000480	0.001259	0.003342