

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département Génie Civil et Hydraulique



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de Master**

Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structure)

**ÉTUDE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DE STRUCTURES
PAR ANALYSE MODALE SPECTRALE ET ANALYSE
STATIQUE NON LINEAIRE**

Réalisé par :

♣ **BENCHIKH LE HOCINE CHOKRY**

♣ **MEFTAH MEHDI**

Soutenu devant le jury :

Mr. LECHEHEB. Mostefa

Président

Mr. RABEHI Mostefa

Examineur

Mr. GUETTICHE Abdelheq

Encadreur

Année universitaire : 2020/2021

Dédicaces



Je dédie ce mémoire ;

A la mémoire de mes très chers parents et mon cher frère SAMI
source d'amour et d'affection.

A mes sœurs et frères source de l'espoir et de motivation

A ma petite famille source de joie et de bonheur

A tout mes amis

CHOKRY .

Dédicaces



Je dédie ce mémoire ;

A la mémoire de mon père.

A ma très chère mère source de vie

A mes sœurs et frères source de joie et de bonheur

A ma petite famille source d'amour et d'affection.

A tout mes amis

MEHDI.

Remerciements



Nous tenons à exprimer en premier lieu nos remerciements aux membres du jury, puissent ils trouver ici l'expression de notre reconnaissance pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

*Nous tenons à exprimer nos plus vifs remerciements à notre encadreur, **DOCTEUR ABDELHEQ GUETICHE** pour avoir suivi et accordé un grand intérêt à notre travail, et pour la patience dont il a fait part à notre égard.*

Nous adressons par la même occasion nos remerciements et notre reconnaissance à nos enseignants du département de génie civil pour le savoir qu'ils nous ont transmis

Nous tenons également à remercier toute la promotion 2020/2021 Génie Civil pour la sagesse et l'amitié qu'elle a fait preuve.

Nous exprimons notre gratitude à monsieur NABIL RAS DJABEL pour le soutien et les encouragements dont il a fait preuve.

Enfin, nos remerciements les plus sincères vont à toute personne ayant eu la bonté et la patience de satisfaire notre curiosité et de nous aider dans notre travail par leurs précieux conseils, réponses et recommandations.

MEHDI ***** CHOKRY

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du bâtiment	2
• I.2.1 Implantation de l'ouvrage.....	2
• I.2.2 Caractéristiques géométriques	3
• I.2.3 Système structural	5
• I. 2.4 Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003	6
I. 3 Caractéristique du site d'assise	8
I.4 Les éléments de l'ouvrage	10
• I.4.1 Plancher.....	10
• I.4.2 Maçonnerie	10
• I.4.3 Terrasse.....	10
• I.4.4 Revêtement.....	10
• I.4.5 Escalier	10
• I.4.6 Ossature contreventée.....	11
I.5 Caractéristique des matériaux	11
• I.5.1 Introduction	11
• I.5.2 Définition.....	12
• I.5.3 Le béton.....	12
• I.5.4 L'acier	16
I.6 Actions et sollicitations	19
• I.6.1 : Actions	19
• I.6.2 Sollicitations	19
I.7 Hypothèses de calcul	20
• I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)	20
• I.7.2 État limite ultime de service (ELS)	21
I.8 Conclusion	22

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	24
II.2 Pré dimensionnement du Plancher.....	24
• II.2.1 Planchers à corps creux.....	25
• II.2.2 Dalle pleine.....	28
II.3 Pré dimensionnement des poutres	30
• II.3.1 Poutres principales	30
• II.3.2 Poutres secondaires	30
II.4 Pré dimensionnement des Poteaux.....	31
II.5 Pré dimensionnement des voiles.....	31
II.6 Pré dimensionnement des escaliers.....	32
II.7 Évaluation des charges et surcharges.....	34
• II.7.1 Les planchers.....	34
• II.7.2 Cloison extérieures.....	36
• II.7.3 Escalier.....	36
• II.7.4 Acrotère.....	37
II.8 Descente de charges.....	37
• II.8.1 Loi de dégression.....	38
II.9 Conclusion.....	42

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	43
III.2 Étude de l'acrotère.....	43
• II.2.1 Définition	43
• II.2.2 Les rôles	44
• II.2.3 Calcul de l'acrotère	44
III.3 Calcul des escaliers.....	53
• III.3.1 Définition	53
• III.3.2 Charge et surcharge	54
• III.3.3 Schéma statique	54
• III.3.4 Combinaison des charges pour le premier schéma statique	54
• III.3.5 Calcul des sollicitations	54
• III.3.6 Calcul du Ferrailage	58
• III.3.7 Vérification de l'effort tranchant.....	59

• III.3.8 Vérification à l'ELS	60
• III.3.9 Vérification de la flèche	61
• III.3.10 Combinaison des charges pour le deuxième schéma statique	62
• III.3.11 Etude de la poutre palière	69
• III.3.12 schéma de ferrailage	73
III.4 Calcul des planchers	74
• III.4.1 Définition	74
• III.4.2 Plancher à corps creux	74
• III.4.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	75
• III.4.4 Les différents types de poutrelles	78
• III.4.5 Calcul des charges revenant aux poutrelles	78
• III.4.6 Choix de la méthode de calcul des sollicitations	79
• III.4.7 Exemple d'application sur RDC	79
• III.4.8 La dalle mince (table de compression).....	100
• III.4.9 Etude des planchers à dalle pleine	101
• III.4.10 Etude des balcons	118
III.5 Conclusion.....	121

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

IV.1 Introduction.....	122
IV.2 Modélisation de la structure	122
• IV.2.1 Présentation du logiciel de calcul	122
• IV.2.2 Présentation du modèle de calcul	123
• IV.2.3 La méthode d'analyse modale spectrale.....	124
• IV.2.4 Modélisation de la structure	126
IV.3 Vérification de la résultante sismique	130
• IV.3.1 Détermination de la période fondamentale T	131
• IV.3.2 Vérification de la résultante sismique	132
• IV.3.3 Vérification de l'interaction voiles-portiques	133
• IV.3.4 Vérification de l'effort normal réduit	135
• IV.3.5 Vérification des déplacements	136
• IV.3.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	137
IV.4 Conclusion.....	138

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	140
V.2 Ferrailage des poteaux.....	140
• V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003 :.....	141
• V.2.2 Sollicitation de calcul	143
• V.2.3 Vérifications	150
V.3 Ferrailage des poutres.....	153
• V.3.1 recommandations du RPA 99/2003	153
• V.3.2 Ferrailage des poutres	154
• V.3.3 Vérifications	160
V.4 Ferrailage des voiles.....	165
• V.4.1 recommandations du RPA 99/2003	166
• V.4.2 Exemple de calcul	168
• V.4.3 ferrailage des voiles	171
• V.5 Conclusion.....	180

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	181
VI.2 Choix de type des fondations	181
• VI.2.1 Combinaisons de calcul	181
• VI.2.2 Calcul de la contrainte	182
• VI.2.3 Vérification de la semelle isolée	182
• VI.2.4 Vérification de la semelle Filante	183
• VI.2.5 Vérification d'un radier général.....	184
VI.3 Ferrailage du Radier	189
• VI.3.1 Vérifications à l'ELU	190
• VI.3.2 Vérifications à l'ELS	191
• VI.3.3 Schéma de ferrailage du radier.....	192
VI.4 Etude Des Nervures	193
• VI.4.1 Calcul des sollicitations.....	193
• VI.4.2 Dimensionnement des nervures.....	195
• VI.4.3 Vérification de l'effort tranchant	196

• VI.4.4 Diamètre des armatures transversales	196
• VI.4.5 Armatures de peau	196
VI.5 Conclusion.....	197

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

VII.1 Introduction.....	198
VII.2 Les Différents Méthodes D'analyses	199
VII.3 Méthode statique Non-Linéaire (Pushover)	199
• VII.3.1 Définition.....	199
• VII.3.2 Les avantages de l'analyse Push over	201
• VII.3.3 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Push over).....	201
• VII.3.4 Étapes de l'Analyse PUSH OVER	205
• VII.3.5 Détermination de point de performance.....	207
• VII.3.6 Les Rotules Plastiques	208
• VII.3.7 Les Rotules Plastiques	209
VII.4 Modélisation numérique de la Structure	209
• VII.4.1 Caractéristiques principales du logiciel	209
• VII.4.2 Les étapes de la modélisation du comportement non linéaire	210
VII.5 Résultats de l'analyse push over	214
• VII.5.1 Détermination de la courbe de capacité (Vbase- Dsommet)	215
• VII.5.2 Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd).....	216
• VII.5.3 La bi linéarisation de la courbe push-over	217
• VII.5.4 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (Rotules Plastiques).....	220
VII.6 Conclusion.....	223

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexe

Liste des figures

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : plan de situation et plan de masse	3
Figure I.2 : Dimensions en élévation	4
Figure I.3 : Vue en plan du rez-de-chaussée	5
Figure I.4 : Dispositions des voiles	6
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation du béton.....	15
Figure I.6 :Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	16
Figure I.7 :Coupe verticale d'un plancher à corps creux	17

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

FigureII.1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux.....	26
Figure II.2 :Sens de disposition des poutrelles avec les poutres principales et les chainages	26
FigureII.3 :schéma d'une section en T	27
FigureII.4 :Dimensions de la section en T.....	27
Figure II.5 :Dalle sur 3 appuis	28
Figure II.6 :Dalle sur 2 appuis	29
Figure II.7 :Dalle sur 2 appuis	29
Figure II.8 :Hauteur libre de poteaux d'étage	31
Figure II.9 :coupe de voile en élévation	32
Figure II.10 :représente le schéma d'un escalier.....	32
Figure II.11 :Coupe escalier	33
Figure II.12 :Coupe en élévation d'escalier	34
Figure II.13 :Plancher à corps creux de terrasse	34
Figure II.14 :Plancher à corps creux de terrasse	35
Figure II.15 :schéma d'un balcon	35
Figure II.16 :Schéma de l'acrotère	37
Figure II.17 :Emplacement du poteau le plus sollicité (sur la plan).....	38
Figure II.18 : Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente).....	39

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 :Schéma réel et statique de l'acrotère	45
Figure III.2 :Schéma de distribution des forces	46
Figure III.3 :Schéma représenté les sollicitations	47
Figure III.4 :Schéma de ferrailage d'un acrotère	52
Figure III.5 :Vue en plan (escalier).....	53
Figure III.6 :Schéma statique d'escalier	54
Figure III.7 :Schéma statique d'escalier type I	54
Figure III.8 :Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU et en ELS	58
Figure III.9 :Schéma statique d'escalier type II	62
Figure III.10 :Diagramme des moments et des efforts tranchants	64
Figure III.11 :Schéma statique du la poutre palière.....	69
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier	73
FigureIII.13 :Schéma de ferrailage de la poutre palière	74
FigureIII.14 :Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées	77
FigureIII.15 :Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées	77
FigureIII.16 :Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU	84
FigureIII.17 :Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS	84
FigureIII.18 :Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU	85
FigureIII.19 :Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELU.....	87
FigureIII.20 :Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELS.....	87
FigureIII.21 :Courbe des efforts tranchants poutrelle type2 (terrasse) en ELU	88
FigureIII.22 :Schéma de ferrailage des planchers.....	101
FigureIII.23 :dalle sur trois appuis D1.....	102
FigureIII.24 :Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (3 Appuis).....	107
FigureIII.25 :dalle sur deux appuis D2.....	108
FigureIII.26 :Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (2 Appuis).....	114
FigureIII.27 :dalle sur deux appuis D3.....	114
FigureIII.28 :Schéma statique du panneau D3.....	114
FigureIII.29 :Schéma d'un balcon.....	118
FigureIII.30 :Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (cas balcon).....	121

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000V20.	123
Figure IV.2 : Spectre de réponse de la structure	126
Figure IV.3 : Disposition des voiles	127
Figure IV.4 : 1 ^{ère} mode de vibration (translation selon l'axe y) $T_1=0.464$	129
Figure IV.5 : 2 ^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_2=0.389$	129
Figure IV.6 : 3 ^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3=0.247$	130

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1 : La zone nodale.....	141
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 1 ^{ère} étage.....	152
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 2 ^{ème} à 4 ^{ème} étage.....	152
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	164
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire non associé aux voiles.....	165
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire associé aux voiles.....	165
Figure V.7 : Schéma de disposition des voiles.....	166
Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	167
Figure V.9 : Diagramme des contraintes du voile.....	169
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V_x	178
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile V_{y1}	178
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile V_{y2} et V_{y3}	179

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	187
Figure VI.2 : Disposition d'armatures du radier.....	192
Figure VI.3 : Schéma des lignes de ruptures.....	193
Figure VI.4 : Schéma d'une nervure	194

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

Figure VII.1 : Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité.....	200
Figure VII.2 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.....	202
Figure VII.3 : Les modes de déformation.....	202
Figure VII.4 : Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.....	205

Figure VII.5 : Transformation de la courbe de capacité et de demande.....	206
Figure VII.6 : Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande et de la capacité.....	207
Figure VII.7 : Plastification de la structure (les rotules plastiques).....	208
Figure VII.8 : les étapes de définition de ferrailage des poutres et poteaux	210
Figure VII.9 : Définition des rotules plastiques (hinges).....	211
Figure VII.10 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	211
Figure VII.11 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	212
Figure VII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.	213
Figure VII.13 : Définition du comportement non linéaire des éléments Sous charges horizontales.....	213
Figure VII.14 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens XX).....	214
Figure VII.15 : Courbe push-over donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacementdu toit du bâtiment (PUSH X-X).....	215
Figure VII.16 : Courbe push-over donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacementdu toit du bâtiment (PUSH Y-Y).....	215
Figure VII.17 : Détermination du point de performances en Sens X-X (courbe de capacité spectrale).....	216
Figure VII.18 : Détermination du point de performance sens Y-Y(courbe de capacité spectrale).....	217
Figure VII.19 : La bi linéarisation de la Courbe de capacité.....	218
Figure VII.20 : Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment sens x-x	221
Figure VII.21 : Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment sens y-y	222

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	22
Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques des aciers	22
Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques du sol	23

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : section des poteaux préalable.....	31
Tableau II-2 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.....	34
Tableau II-3 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux.....	35
Tableau II-4 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon	36
Tableau II-5 : charges permanents des cloisons extérieures	36
Tableau II-6 : charges permanentes d'un escalier.....	36
Tableau II-7 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier	37
Tableau II-8 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier	37
Tableau II-9 : Les différentes sections de poteau	39
Tableau II-10 : La descente de charge de poteau	40
Tableau II-11 : Résultats des vérifications au flambement	41

Chapitre III .Calcul des éléments secondaires

Tableau III-1 : charges revenant sur l'acrotère	45
Tableau III-2: les sollicitations de l'acrotère.....	47
Tableau III-3 : calcul du Combinaison des charges.....	54
Tableau III-4 : calculs des sollicitations du escalier type I	57
Tableau III-5 : Ferrailage longitudinal de L'escalier type I	58
Tableau III-6 : Le choix de ferrailage longitudinal type I	59
Tableau III-7 : Le choix de ferrailage de répartition type I	59
Tableau III-8 : sollicitations de l'escalier type II	63
Tableau III-9 : Ferrailage longitudinal de L'escalier type II.....	65
Tableau III-10 : Le choix de ferrailage longitudinal type II	65
Tableau III-11 : Le choix de ferrailage de répartition type II	65

Tableau III-12 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	70
Tableau III-13 : Vérification à l'ELS	73
Tableau III-14 : les moments en travée par la méthode forfaitaire	76
Tableau III-15 : les chargements sur les poutrelles	79
Tableau III-16 : les chargements sur les poutrelles	80
Tableau III-17 : moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (RDC)	82
Tableau III-18 : moments aux appuis de rive (poutrelle type1 (RDC).....	82
Tableau III-19 : Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).....	83
Tableau III-20 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).....	83
Tableau III-21 : Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).....	84
Tableau III-22 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).....	85
Tableau III-23 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).....	87
Tableau III-24 : Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).....	87
Tableau III-25 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 (Terrasse)).....	88
Tableau III-26 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).....	88
Tableau III-27 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse))	95
Tableau III-28 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1(terrasse))	95
Tableau III-29 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (terrasse))	95
Tableau III-30 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple)	97
Tableau III-31 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (étage))	98
Tableau III-32 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (RDC))...99	99
Tableau III-33 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).....99	99
Tableau III-34 : Ferrailage de la dalle	103
Tableau III-35 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	105
Tableau III-36 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS	105
Tableau III-37 : Ferrailage de la dalle	109

Tableau III-38 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	111
Tableau III-39 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS	111
Tableau III-40 : Ferrailage de balcon	115
Tableau III-41 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	116
Tableau III-42 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS	117
Tableau III-43 : Ferrailage de balcon	119
Tableau III-44 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	120
Tableau III-45 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS	120

Chapitre IV. Étude sismique et dynamique

Tableau IV-1 : Valeur de facteur de qualité.....	125
Tableau IV-2 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2.....	125
Tableau IV-3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	128
Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	132
Tableau IV-5 : Justification de l'interaction sous charges verticales	133
Tableau IV-6 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).....	133
Tableau IV-7 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).....	134
Tableau IV-8 : Justification de l'interaction sous charges verticales	134
Tableau IV-9 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).....	134
Tableau IV-10 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).....	135
Tableau IV-11 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	136
Tableau IV-12 : Vérification de l'effort normal réduit des voiles	136
Tableau IV-13 : Vérification vis-à-vis des déformations sens (X-X).....	137
Tableau IV-14 : Vérification vis-à-vis des déformations sens (Y-Y).....	137
Tableau IV-15 : Vérification des effets P-Δ sen X-X	138
Tableau IV-16 : Vérification des effets P-Δ sen Y-Y	138

Tableau IV-17 : Les dimensions définitives des éléments structuraux.....	139
---	------------

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	142
Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux.....	143
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	148
Tableau V-4 : Sections des armatures transversales.....	150
Tableau V-5 : vérification au flambement.....	151
Tableau V-6 : Vérification aux sollicitations tangentielles.....	152
Tableau V-7 : Sollicitations de la poutre principale	154
Tableau V-8 : Tableau récapitulatif de la poutre secondaire	156
Tableau V-9 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires non associé aux voiles	157
Tableau V-10 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires associé aux voiles..	158
Tableau V-11 : Tableau récapitulatif des poutres	160
Tableau V-12 : Vérification des contraintes (PP) à l'ELS	161
Tableau V-13 : Vérification de la compression du béton.....	162
Tableau V-14 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.....	162
Tableau V-15 : Vérification de la compression du béton.....	163
Tableau V-16 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.....	163
Tableau V-17 : Vérification de la compression du béton	164
Tableau V-18 : Calcul du voile Vx en SET	172
Tableau V-19 : Calcul du voile Vx en SEC	172
Tableau V-20 : Calcul du voile Vx en SPT	173
Tableau V-21 : Calcul du voile Vy1 en SET	173

Tableau V-22 : Calcul du voile Vy1 en SPT	174
Tableau V-23 : Calcul du voile Vy2 en SET	174
Tableau V-24 : Calcul du voile Vy2 en SPT	175
Tableau V-25 : Calcul du voile Vy3 en SPT	175
Tableau V-26 : Calcul du voile Vy3 en SET	176
Tableau V-27 : Tableau de ferrailage des voiles	176
Tableau V-28 : Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.....	177
Tableau V-29 : Tableau de ferrailage des voiles. E4.....	177

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Tableau VI-1 : Ferrailage longitudinal du radier.....	190
Tableau VI-2 : Vérification des contraintes dans le radier.....	192
Tableau VI-3 : Sollicitation de la nervure x-x.....	194
Tableau VI-4 : Sollicitation de la nervure y-y.....	195
Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures.....	195
Tableau VI-6 : Vérification des nervures à l'ELS.....	196

Chapitre VII. Analyse statique non linéaire

Tableau VII-1 : La capacité spectrale de la structure sens x	219
Tableau VII-2 : La capacité spectrale de la structure sens y	219
Tableau VII-3 : La capacité spectrale de la structure sens y	220

Nomenclature

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : État limite de service.

ELU: État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service. .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_1, T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_W : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

ملخص:

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبناية سكنية مكون من طابق أرضي مع 04 طوابق علوية، حيث اشتملت الدراسة على جزئين رئيسيين:

الجزء الاول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف بالبناية، مع إعطاء الابعاد الاولى للعناصر وحملولة كل العناصر المكونة لها، وحساب تسليح العناصر الثانوية (السلالم والبلاطات المفرغة والمملوءة...). اشتمل هذا الجزء أيضا على إجراء دراسة ديناميكية خطية للمبنى بواسطة برنامج ETABS، الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المقاومة المكونة للبناية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية في مجال البناء واللوائح الزلزالية.

الجزء الثاني: تم تخصيص هذا الجزء لتحليل ثابت غير خطي باستخدام طريقة الدفع التدريجي هي طريقة بسيطة وعملية لرسم "منحنى القدرة" الذي يقارن ب "منحنى الطلب الزلزالي" لتحديد "نقطة الجودة" للمنتشأ عبر الاعتماد على برنامج ساب 2000. هذا التحليل يمثل أساس التصميم المضاد للزلازل المعروف بالتحليل بالجودة، بهدف الاقتراب قدر الامكان من السلوك الحقيقي للبناية.

الكلمات المفتاحية: بناية سكنية، الخرسانة المسلحة، تحليل ديناميكي خطي، طريقة الدفع التدريجي، ايتابس، ساب 2000

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment d'habitation constitué d'un rez de chaussée avec 04 étages. L'étude se composait de deux parties principales:

-La première partie: c'est la description générale du projet, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges (les escaliers, les planchers, les dalles pleines).

Dans cette partie, une étude dynamique linéaire du bâtiment par le programme ETABS a été réalisée, ce qui nous permis d'obtenir les résultats finaux, pour ferrailer les différents éléments de la structure en tenant compte des recommandations des règlements algériens dans le domaine de la construction..

La deuxième partie: Cette partie est consacrée à une analyse statique non linéaire utilisant la méthode de poussé progressive. Il s'agit d'une méthode simple et pratique pour tracer une «courbe de capacité» qui se compare à une «courbe de demande sismique» pour déterminer le «point de performance», sur la base du programme SAP 2000. Cette analyse constitue la base de la conception sismique, dite analyse de performance, afin de se rapprocher le plus possible du comportement réel du bâtiment.

Mots clés : bâtiment d'habitation, bétonarmé,Analyse dynamique linéaire, méthode poussé progressive,ETABS,SAP2000.

Abstract

This project presents a detailed study of residential building, consists of a ground floor and 04 floors. This study consists two parts:

The first part: a general description of the project which includes a definition of the building, then the pre-dimensioning of the elements of the structure and the load path (stairs, floors, and solid slabs).

This part also included a linear dynamic study of the building by the ETABS program, which allowed us to obtain the final results, to reinforce the different elements of the structure, taking into account the recommendations of the Algerian codes in the field of construction and seismic rules.

The second part: This part is devoted to a nonlinear static analysis using the progressive push-over method. This is a simple and convenient method of plotting a "capacity curve" that compares to a "seismic demand curve" to determine the "performance point", based on the SAP 2000 program. This analysis represents the basis of the seismic design, known as performance analysis, in order to get as close as possible to the real behavior of the building.

Keywords: residential building, Reinforced concrete, linear dynamic analysis, push-over method, ETABS, SAP 2000.

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (**R+4**) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de « **Chlef** » région correspondant à la zone (III), zone de forte sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens.

Le calcul se fait généralement à l'aide de simulations numériques et les résultats doivent vérifier les codes de constructions réglementaires. Néanmoins ce dernier est souvent précédé d'un calcul manuel (calcul statique), afin d'en comprendre le fonctionnement rapidement et définir de façon plus raffinée les sections nécessaires utilisées dans la méthode numérique.

En effet ; le projet qui nous a été proposé porte sur l'étude d'un bâtiment qui regroupe des logements d'habitations défini au premier chapitre. Tandis que le deuxième et le troisième chapitre se résument au calcul statique, autrement dit un pré dimensionnement des différents éléments de la structure. Le quatrième chapitre, quant à lui s'attache à la modélisation de la structure, en vue d'appréhender le comportement sismique et d'adopter une disposition des voiles appropriée à la structure.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le cinquième chapitre. Le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre et enfin dans le dernier chapitre nous aborderons une étude statique non linéaire (Push Over).

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de ce travail.

CHAPITRE I

Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION :

L'objet de notre travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs avec une préalable description de notre projet. Ce travail porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé (RDC+ 4) à usage d'habitation.

I.2 PRÉSENTATION DU BÂTIMENT :

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un niveau rez de chaussée et 4 niveaux avec une terrasse inaccessible. Il sera implanté à la ville de Chlef qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établi par le dernier Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 v 2003). Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99[1] et CBA93[2].
- RPA99 version 2003[3].
- DTR BC.2.2.[4]

I.2.1 Implantation de l'ouvrage :

Le site d'implantation de notre projet est situé à la wilaya de Chlef à l'ouest de l'Algérie.

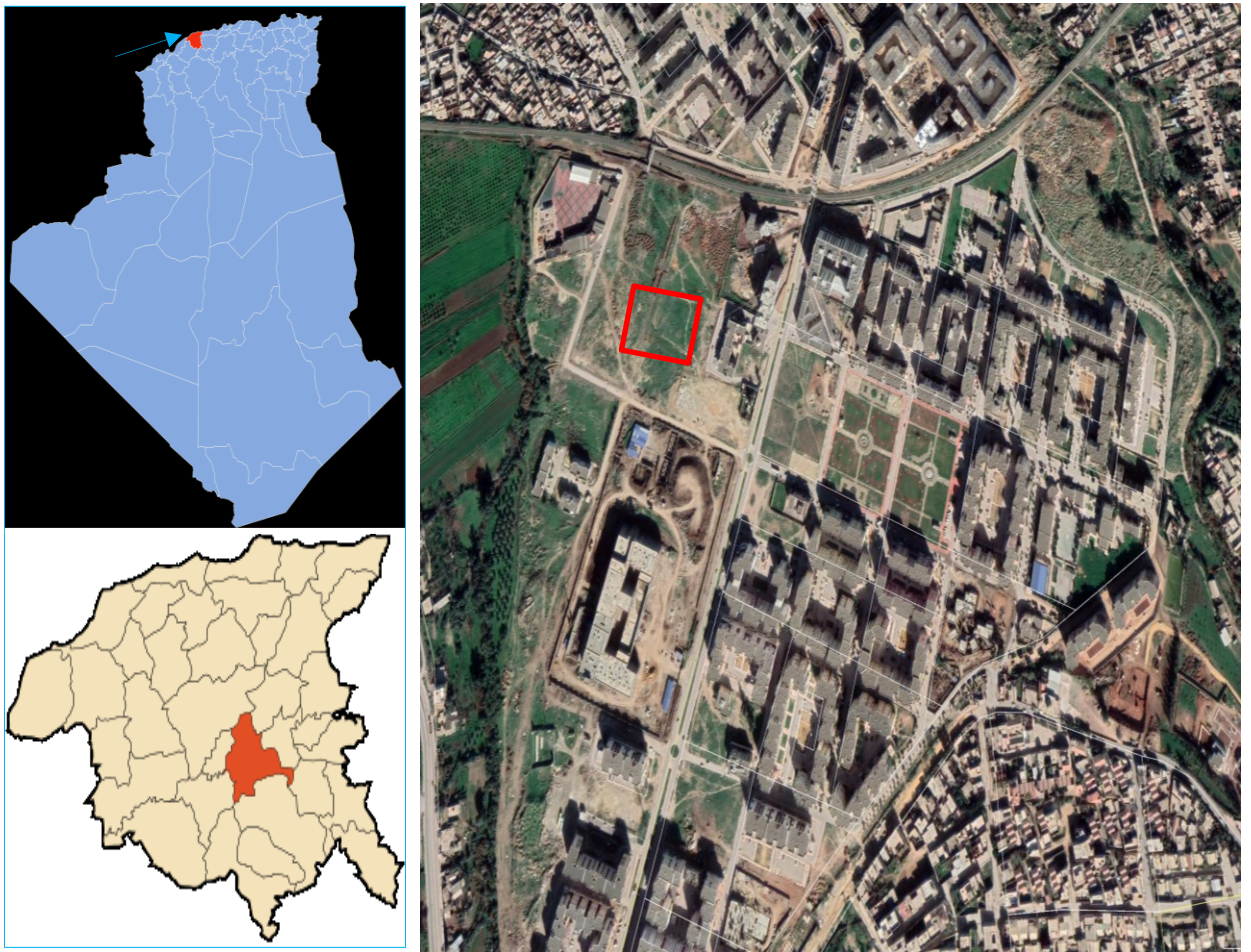


Figure I-1 : plan de situation et plan de masse

Selon le Recensement Général De La Population et De L'Habitat 2008 (**ONS, 2008 [5]**) le taux d'occupation par logement à Chlef en 2015 est de 5,29 habitants par logement donc notre construction est ne peut compter simultanément plus de 300 personnes.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) notre Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. est classé comme **Ouvrages courants ou d'importance moyenne (Groupe 2)**.

Le bâtiment est composé en chaque étage de 3 logements F3 :

- Le rez-de-chaussée jusqu'au 4^{ème} étage à usage d'habitation

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 15.30 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m (Figure I-2)



Figure I-2 : Dimensions en élévation

b. Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme en L (Figure I.3) avec :

- Largeur totale en plan 23.85 m
- Longueur total en plan 17.90 m

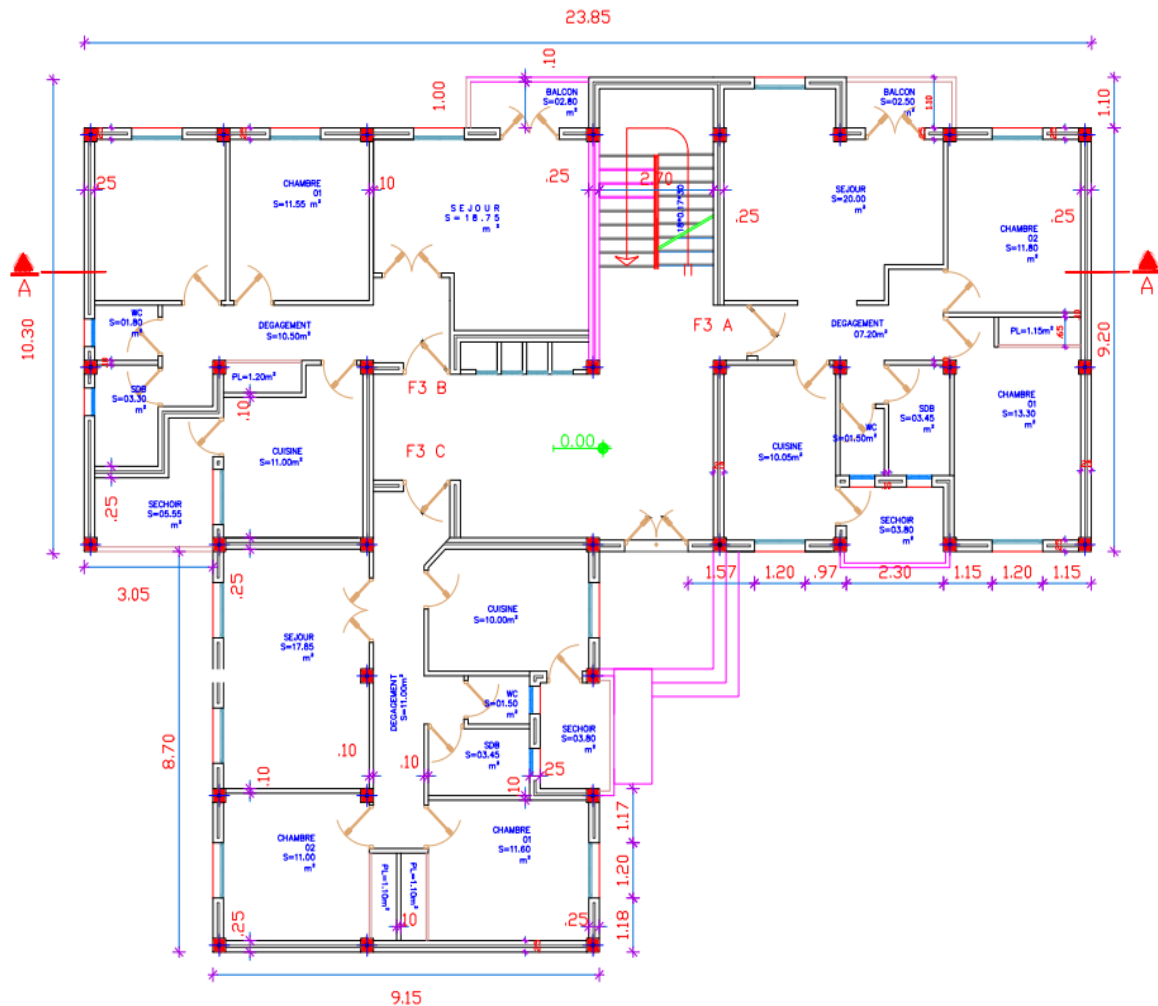


Figure.I.3 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

I.2.3 Système structural :

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 16.35m, ce qui nécessite selon le RPA99V2003, l'utilisation d'un système de contreventement autre que les portiques auto-stables. Le système qu'on suppose préalablement est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

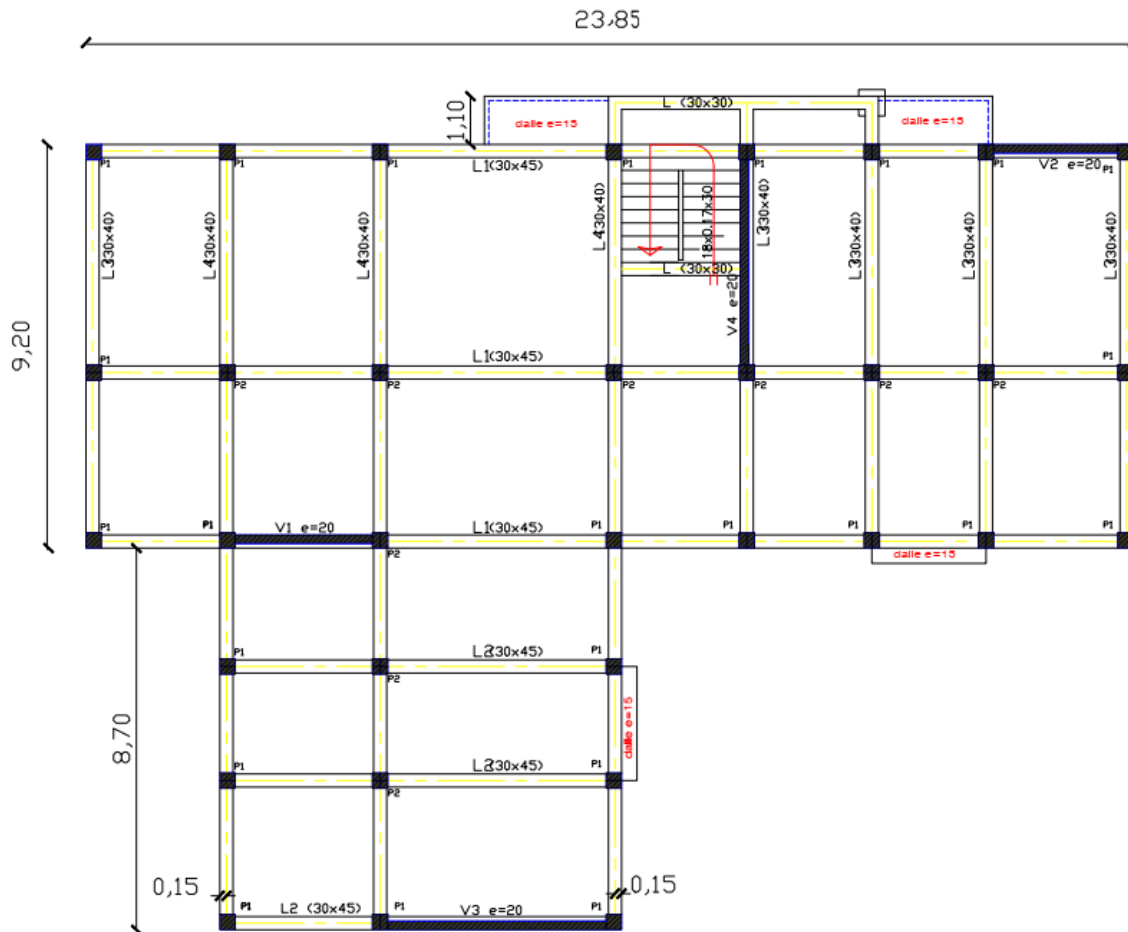


Figure I.4 : Dispositions des voiles

Dans ce bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Les planchers en corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- Les portes à faux seront réalisées en dalles pleines

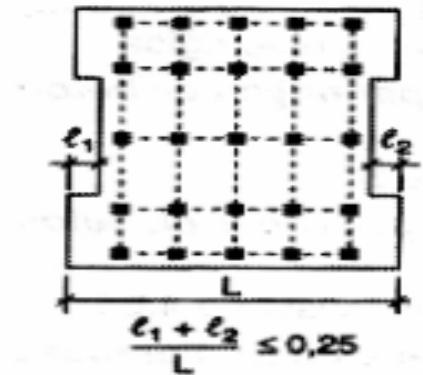
I. 2.4 Classification du bâtiment selon le RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage 2), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Selon les conditions de RPA 2003 on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation [3] :

Régularité en plan

a.1. Régularité géométrique

- ❖ Condition 1 : $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$
- $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{23.85}{19} = 1.25 \leq 4$ CV
- ❖ Condition 2 : On doit avoir : $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25$



Des parties saillantes :

$$X_1 = 11.59\text{m} \quad Y_1 = 1.1\text{m}$$

$$X_2 = 2.60\text{m} \quad Y_2 = 0.35\text{m}$$

$$X_3 = 9.15\text{m} \quad Y_3 = 8.7\text{m}$$

Selon X-X : $\frac{11.59+2.60+9.15}{23.85} = 0.97 \geq 0.25$ CNV

Selon Y -Y : $\frac{1.1+0.35+8.7}{17.9} = 0.56 \geq 0.25$ CNV

Donc la structure est **irrégulière en plan**

a.2. Régularité structurelle en plan

- ♣ Selon l'article Ar 3.5.1.a2 du RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Centre de rigidité :

X_{CR} : 8.5999m

$Y_{CR}: 10.0501m$

Centre de masse

X_{CM} : 7.9253m

Y_{CM}: 11.199m

Avec :

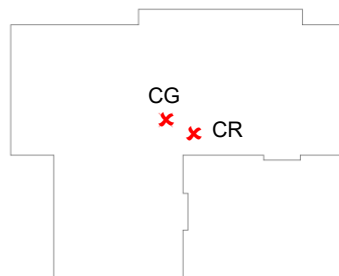
$L_x = 23.85\text{m}$

Ly=19m

On doit avoir : $e_x \leq 0.15L_x$ et $e_y \leq 0.15L_y$

$$e_x = XCR - XCM \rightarrow e_x = 8.5999 - 7.9253 = 0.6746\text{m} < 0.15L_x = 3.57\text{m} \quad \text{CV}$$

$$e_y = \text{YCR} - \text{YCM} \rightarrow e_y = 10.0501 - 11.1998 = -0.6988m < 0.15Ly = 2.85m \quad CV$$



♣ Selon l'article Ar 3.5.1.a4 du RPA2003 Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

On doit avoir : $S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} \leq 15\%$

$$S_{\text{ouverture}} = 2.68 \times 6.15 = 16.48 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 313.62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} = 0.052 < 0.15 \dots \text{CV}$$

Donc ce plancher est considéré comme indéformable (diaphragme rigide).

Les autres planchers sont automatiquement vérifier cette condition (plancher identique).

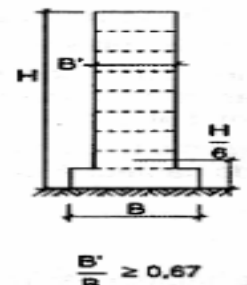
a. Régularité en élévation :

❖ Régularité géométrique

Selon RPA 2003 paragraphe § 3.5.1. b4: Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre 2 niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.....CV (tous les niveaux sont identiques)

$$\text{- Condition 1 : } \frac{B'}{B} \geq 0.67 \rightarrow \frac{23.85}{23.85} = 1 > 0.67 \dots \dots \dots \text{CV}$$

La construction est considéré **régulière en élévation**.



❖ Régularité structurelle:

Les irrégularités structurales verticales pouvant affecter de manière défavorable la résistance sismique d'un bâtiment.

- Le système de contreventement de notre structure est continu sur toute la hauteur.
- Les masses et les rigidités sont distribuées de façon régulière

Donc notre structure est régulière en élévation

Selon les conditions de RPA99/version 2003 notre structure est considérée **irrégulière**, donc la méthode statique équivalent est non applicable.

I. 3 CARACTÉRISTIQUE DU SITE D'ASSISE :

D'après le rapport géotechnique du laboratoire géotechnique de sol [6], le sol d'assise est une succession des croutes compactes et **des encroulements calcaire** (partir d'une profondeur d'ancrage de 0.2 m devenant graveleux à partir de 3m de profondeur).

L'examen de l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques permet de porter des éléments d'appréciation suivants :

a. Caractéristiques physique :

- ♣ Les valeurs de la teneur en eau trouvées sur les échantillons calcaires sont comprises entre 5% à 8%
- ♣ Le degré de saturation oscille entre 23 et 34%. Une telle fourchette dénote un état hydrique naturel d'un sol sec.
- ♣ Les valeurs de la densité sèche varient pour les échantillons calcaires entre 1.56 et 1.6 t/m³. Pour les densités humides apparentes sont de l'ordre de 1.66 t/m³ à 1.74 t/m³. D'après la norme géotechnique, cette formation se situe dans les familles des sols semi dense.
- ♣ D'après l'analyse granulométrique effectuée sur les échantillons calcaires a montré que le pourcentage des passants à 0.08mm est inférieur de 40%, il s'agit d'une **formation grenue**.

b. Caractéristiques mécanique :

Les paramètres mécaniques permettent d'accéder, directement à la capacité portante des sols, compatibles avec une déformation (tassement) acceptables (essais de cisaillement).

- ♣ Les valeurs de la cohésion pour les échantillons calcaires sont faibles, elles sont de l'ordre de 0.13 à 0.24 bars.
- ♣ L'angle de frottement est plus élevé, elle est comprise entre 19° et 24°

Après des essais effectués en laboratoires et sur site (pénétromètre dynamique). La contrainte admissible du sol varie entre 2.3 et 3 bars, donc la contrainte à prendre en considération est égale : $\bar{\sigma}_s = 2.3 \text{ bars}$.

c. Caractéristiques chimique :

Pour ce qui est des analyses chimiques et minéralogiques du sol ; elles indiquent une **agressivité nulle** (aucune présence de sulfate), un ciment normal peut convenir dans la confection de béton de fondation

Donc la nature géologique du terrain est constituée par des sols possédant des caractéristiques géotechniques moyennes.

Selon le règlement parasismique (RPA99/version 2003) en vigueur L'ensemble des données géologique et géotechnique permet de classer le site dans la **catégorie S3 (Site**

meuble).

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (**zone III**), de ce fait, les règles parasismique devraient être conçue dans la conception de projet.

I.4 LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

I.4.1 Plancher :

Les plancher sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- Les plancher de niveau Rez de chaussée jusqu'à les étages courants sont en corps creux (hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles)
- Le plancher terrasse inaccessible en corps creux, plus une isolation thermique (multicouche), il aura en plus une chape qui fait une pente moyenne

I.4.2 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (Celle de l'intérieur de 10cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par un vide de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique

Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont faits en simple paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3 Terrasse :

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 90 cm de hauteur.

I.4.4 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.5 Escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classique en béton armé reposant sur des palies coulés sur place.

I.4.6 Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens ; donc d'après l'RPA 99 version 2003, le système de contreventement du bâtiment est un système de (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques) tel que : Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20 %des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au **moins 20% de l'effort tranchant d'étage** d'après RPA 99 version 2003[3].

I.5 CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91 modifié 99) [1] et à toute réglementation en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003) [3] et (CBA93) [2]

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1 Introduction :

Le matériau béton armé est un matériau composite, constitue de deux composants essentiels : le béton et l'acier. La qualité structurale du béton arme est impérativement liée à la qualité de ses constituants. Dans ce qui suit nous allons étudier les principales propriétés du béton et de l'acier.

Dans notre étude nous avons utilisé le règlement du béton aux états limite à savoir le BAEL91, CBA 93 ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

I.5.2 Définition :

Un état limite est celui pour lequel qu'une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). on distingue deux états limites :

❖ Etats limite ultimes : (ELU)

Correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas renversement).
- soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- soit de la stabilité de forme (flambement).

❖ Etats limite service : (ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- État limite de compression du béton.
- État limite d'ouverture des fissurations.
- État limite de déformation.

I.5.3 Le béton :

I.5.3.1 Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, graviers...), l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire. Le béton utilisé dans la structure de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.5.3.2 Dosage du béton :

Le Choix des proportions de chacun des constituants du béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre souhaitées s'appelle la formulation. C'est une Opération très importante. Les constituants par 1m^3 de béton sont les suivants :

- Ciment (CPA) :.....Dosé à 350 Kg /m^3 .
- sable grossier :..... $D_g \leq 5\text{ mm}$, 400L.
- Gravillons : $5\text{ mm} \leq D_g \leq 15\text{ mm}$, 800L.
- Gravier : $15\text{ mm} \leq D_g \leq 25\text{ mm}$.
- L'eau de gâchage :.....175 L.

Le béton obtenu sera une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 cette formulation conduit à un béton armé de densité à ($\rho = 25\text{ KN/m}^3$)

I.5.3.3 Caractéristique physique et mécanique du béton

I.5.3.3 .A. Caractéristique physique :

1. Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre (2200 et 2500) Kg/ m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

2. Retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de bétons, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un raccourcissement.

3. Dilatation (CBA Art A.3.1.3.3) :

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de ± 20 on obtient : $\Delta l = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$.

4. Fluage :

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I.5.3.3 .B Caractéristique mécanique :

a. Résistance à la compression (BAEL 91 Art A.2.1.11) [1] : Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression d'une durée de 28 jours, qui est dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée « f_{c28} » est mesurée

par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double à son diamètre.

La résistance à la compression est donnée (à j jours) par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa
 - o $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28$
 - o $f_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28$
- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa
 - o $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ Si $j \leq 28$
 - o $F_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28$

Dans notre projet on prend : $f_{c28} = 25$ MPA.

a. Résistance à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j " jour, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

$f_{c28} = 25$ MPA, on trouve alors $f_{t28} = 2.1$ MPA.

3. Module de déformation longitudinale :

a. Module de déformation longitudinale instantané : (BAEL91.Art A.2.1. 2.2) [1].

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad i : \text{instantané} ; j : \text{jour}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA $E_{i28} = 32164.19$ MPA.

b. Module de déformation longitudinale différé :(BAEL91 Art A-2.1. 2.1) [1]

Le module de déformation longitudinal différée du béton « E_{vj} » à «j» jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA $E_{v28} = 10818,87$ MPA.

c. Coefficient de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [1]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \begin{cases} \frac{\Delta d}{d} : \text{Allongement relative de la section transversale} \\ \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section longitudinale} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $v = 0$ à l'ELU (béton fissuré)
- $v = 0.2$ à l'ELS (béton non fissuré)

d. Poids volumique

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

e. Contraint limites de calcul :

❖ Contraint limites à l'état limite ultime (ELU) : (Art A-4. 3.4 BAEL91) [1]

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage. $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles
- $\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$ si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application des charges est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

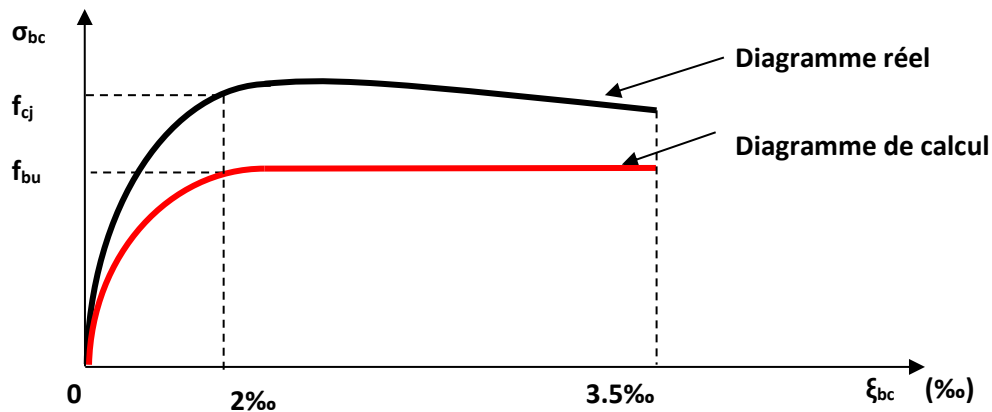


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton.

f. Contraintes limites à l'état limite service (ELS) :(BAEL91.Art A-4.5.2) [1]

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

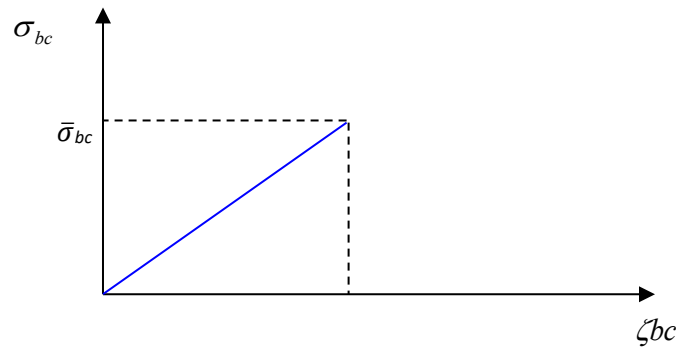


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS

❖ Contrainte ultime du béton au cisaillement :(BAEL91.A.5.1.2) [1]

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est non préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

I.5.4 L'acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone) en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les Pièces en béton armé sont :

- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) de nuance FeE400 :

Selon (Art.7.2.2 du RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales

spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%. On prend pour le ferrailage longitudinale des Barres à haute adhérences (HA) : FeE 400

- Les treillis soudés (TS) de nuance FeE500 et l'allongement à la rupture de 8% : Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles de compression.

a. Module d'élasticité des aciers longitudinale : (Art A-2.2.1 BAEL91) [1]

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier. $E_s = 2.10^5$ MPA.

b. Les contraintes limites de calcul

Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

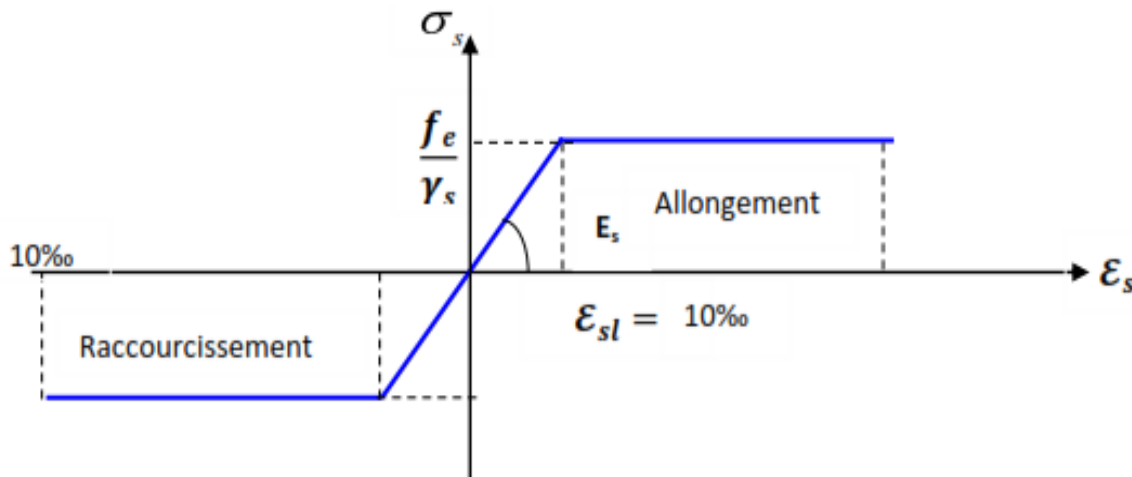


Figure I.8 : Diagramme contraintes déformation de l'acier

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \bar{\sigma}_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \rightarrow \text{avec } \varepsilon_s = \frac{f_e/\gamma_s}{E_s} \end{cases}$$

Tel que: $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour une situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle} \\ \varepsilon_s = \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{cases}$

Pour notre cas : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ pour situation durable.
 $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow$ situation accidentelle

❖ Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de (σ_s) est donnée selon le type de la fissuration.

• Fissuration peu nuisible : (BAEL91Art A-4.5.32) [1].

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte « $\sigma_s = f_e$ »

• Fissuration préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.33) [1]

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

• Fissuration très préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.34) [1]

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21) [1]

$\psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

d. Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2].

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1 Actions : (BAEL.91. Art. A.3.1) [1]

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couple,...) appliquée à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de

température, tassement des appuis) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'actions :

a. Action permanents (G): (BAEL.91. Art. A.3.1, 2) [1]

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,.....)

b. Actions variables (Q): (BAEL.91. Art. A.3.1, 3) [1]

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).
- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisent et avec une faible durée d'application comme les séismes, les chocs, les explosions....

I.6.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont s'exprimées sous forme de forces, d'efforts (efforts normaux et tranchants) de moments (de flexion ou de torsion).

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme :

a. Combinaison fondamentale : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.1) [2]

Lors de situation durable ou transitoire (par opposition aux situations dites accidentelles), il n'y lieu de considérer la combinaison fondamentale :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

- $G_{\max}$: l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- $G_{\min}$: l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions dites d'accompagnement (avec $i > 1$)
- ψ_0 : coefficient de valeur de combinaison.

b. Combinaison accidentelle : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.2) [2]

Si elle n'est pas définie par des textes spécifiques, la combinaison d'action à considérer est :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_a + \Psi_{1i} Q_i + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec :

- F_a : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

c. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites de service : (C.B.A.93.Art.A.3.3.3) [2].

Elles résultent de la combinaison d'action suivante dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

I.7 Hypothèses de calcul : (B.A.E.L.Art. A4.5,1) [1]

I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU)

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les diagrammes contraintes-déformations sont devenus pour :
 - Béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.

- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.

I.7.2 État limite ultime de service (ELS) : (B.A.E.L Art. A.4.5,2) [1]

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas glissement relatif entre les armatures et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.

Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et ou

coefficient d'équivalence, est égal à : $n = \frac{E_s}{E_b}$

- On suppose que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.8 Conclusion :

Dans ce 1^{er} chapitre, nous avons présenté préinscription du projet avec toutes ses caractéristique, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et règlement en vigueur.

Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structurel et non structurel de notre ouvrage.

Les tableaux ci-dessous récupulatif les différentes caractéristiques des matériaux utilisées pour nos calcul :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.			
Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.2 MPa
		Situation accidentelle	. 18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	348MPa
		Situation accidentelle	400 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques du sol

Couches N°	Profondeur (m)	$\Phi_{uu}(^{\circ})$	$C_{uu}(\text{bars})$	Densité (t/m ³)	Sr (%)	W(%)	$\bar{\sigma}_s$ (bars)
1	0.0 -10.0	22	0.17	1.65	24%	6	2.3

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des Eléments

II.1 INTRODUCTION :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

L'objectif du pré-dimensionnement ' le pré calcul' est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis .Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par : RPA 99/Version 2003 ; BAEL 91 modifie 99 ; CBA 93 ; D.T.RB.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans La phase de dimensionnement.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

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

II.2.1 Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens des plus petites dimension.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu : [7]

Les exigences de résistance au feu d'après [7] est :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Selon l'OMS Afin de permettre une conversation dans des conditions confortables à l'intérieur pendant la journée, le niveau du bruit interférant ne devrait pas excéder 35 dB (A) Les isolements demandés sont en général de l'ordre de 25 à 40 dB(A) suivants les cas [8]. Telles valeurs seraient facile à obtenir si la façade est continue c'est à dire sans vitrage (cas de notre plancher). Dans ce cas, il suffirait d'employer une masse surfacique de l'ordre de 200 kg/m² selon le DTR C3.1.1. [9]. Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de notre plancher (corps creux) doit être supérieure ou égale à 15 cm (la règle de la masse surfacique) DTRC.3.1.1 Annexe III [9];

On adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4)[2]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le CBA93 comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

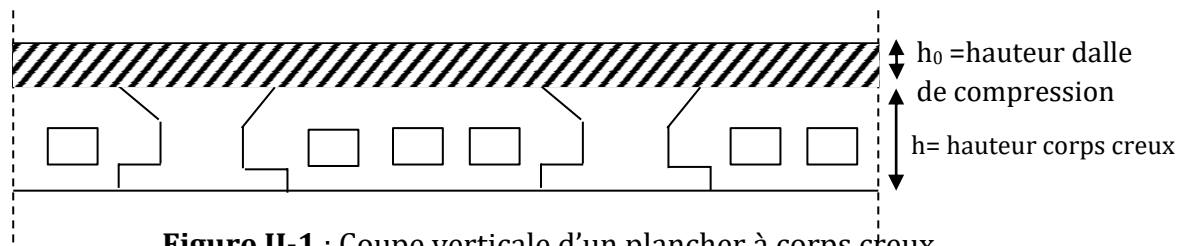


Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$L_{\max}$: Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées. $L_{\max} = \min (L_{x(\max)}, L_{y(\max)})$

h_t : Hauteur total du plancher.

b : distance entre axes des poutrelles.

• **Les poutrelles :**

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaire avec la dalle de compression).

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-dessous.

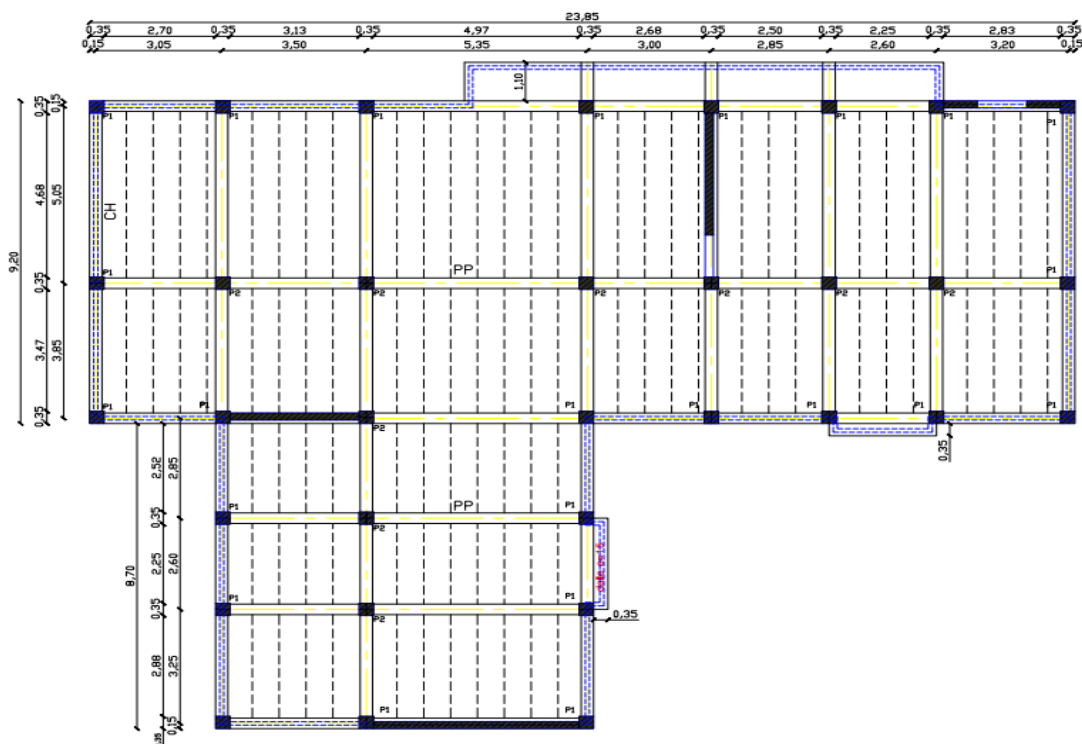


Figure II- 2.Sens de disposition des poutrelles avec les poutres principales et les chainages

D'après la disposition des poutrelles choisie : $L_{\max} = 475 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{4.75}{22.5} = 0.21 \text{ m}$

Alors, on opte pour un plancher (20+4) :
$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_t = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calculent comme des sections en T

Calcul de la largeur de la nervure : [7]

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \text{ Avec } h_t = 24 \text{ cm}$$

$$7.2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

D'après le CBA 93 (Art A. 4.1.3), la largeur efficace

b est déterminée comme suit : $\left(\frac{b-b_0}{2}\right) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_{y\min}}{10}\right)$

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 10 \text{ cm}$).

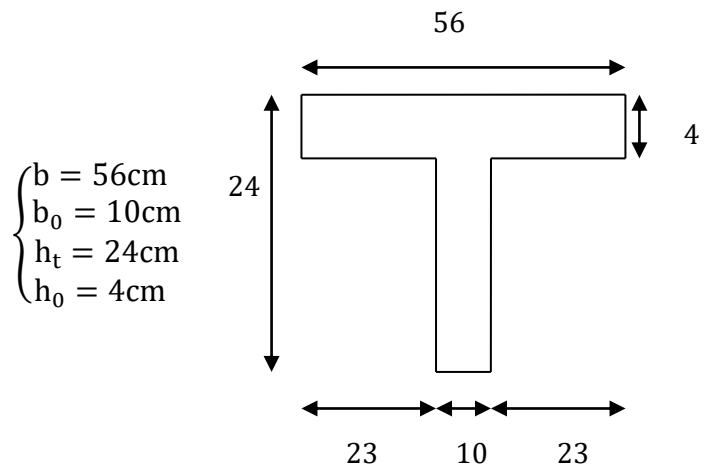
Figure II-3 : schéma d'une section en T.

l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives (Distance entre nus de deux poutrelles) : $l_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm}$.

l_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles : $l_y = 230 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} = \min(27.5, 23) \Rightarrow b = 56 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de (20 + 4 cm) avec les dimensions suivantes :



II.2.2.Dalle pleines :

II.2.2.1. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par leur petite portée L_x et L_y la grande portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

a) Critère résistance au feu [7] :

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe – feu ;

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

$e \geq 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

Donc on prend : **$e=15\text{cm}$** .

b) Critère résistance à la flexion [7] :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$):

Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$

Travée hyperstatiques : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Cas°1 (D1) : dalles reposant sur 3 appuis ont une portée : $\begin{cases} L_x = 1.10\text{ m} \\ L_y = 2.55\text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux $L_x=1,1\text{ m}$ directions.

Alors la dalle est reposée sur trois appuis :

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25} = \frac{110}{40} \leq e \leq \frac{110}{25}$$

donc $2.75 \leq e \leq 4.4$

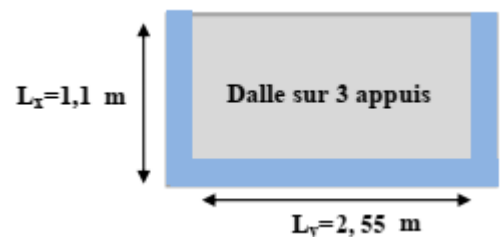


Figure II-5:Dalle sur 3 appuis

Cas°2 (D2) : dalles reposant sur 2 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.10 \text{ m} \\ L_y = 2.60 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 < 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25} = \frac{110}{40} \leq e \leq \frac{110}{25}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

e = 15 cm.

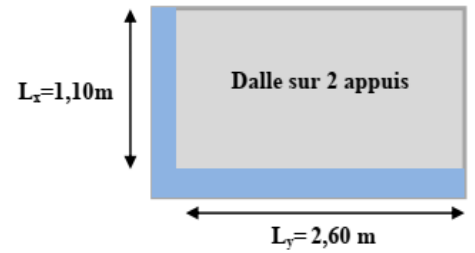


Figure II-6 : Dalle sur 2 appuis

Cas°3 (D3) : dalles reposant sur 2 appuis avec les dimensions : $\begin{cases} L_x = 1.10 \text{ m} \\ L_y = 2.825 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 < 0.4$

⇒ Le panneau isostatique portesuivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{110}{30} \leq e \leq \frac{110}{20} = 3.66 \leq h_0 \leq 5.5$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

e = 15 cm.

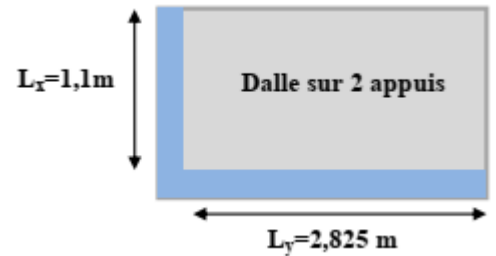


Figure II-7: Dalle sur 2 appuis

II.2.2.2 Pré dimensionnement des balcons :

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

- **Calcul de l'épaisseur e :**

L'épaisseur est conditionné par :

$$e > \frac{l}{20}$$

Avec :

l: Largeur de balcon.

On prend la valeur défavorable de " l ".

Donc :

$$e > \frac{l}{20} = \frac{0.35}{20} = 1.75 \text{ cm.}$$

On prendra e = **15cm.**

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section ($b \times h$) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

II.3.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$L_{\max}$: est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1) [1].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur entre nus : $L_{\max} = 4.97\text{m}$.

$$\text{Donc } \frac{497}{15} \leq h \leq \frac{497}{10} \Rightarrow 33.13 \leq h \leq 49.70 \Rightarrow h = 45\text{cm}.$$

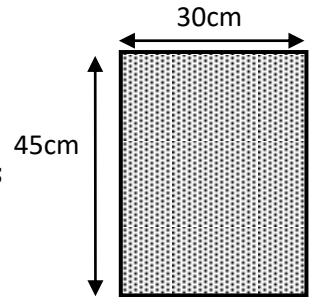
$$\text{Donc : } 14.91 \leq b \leq 34.79 \Rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm}.$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 (RPA Article 7.5.1) [3] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales

une section de : $b \times h = (30\text{ cm} \times 45\text{ cm})$



II.3.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $L_{\max} = 4.68\text{m}$.

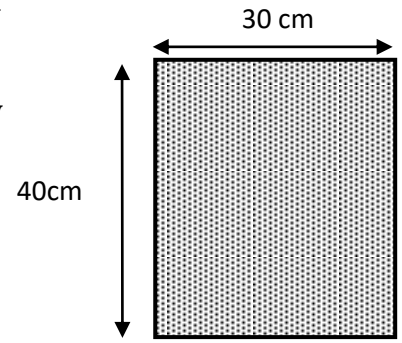
$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{468}{15} \leq h \leq \frac{468}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 31.20 \leq h \leq 46.80 \Rightarrow h = 40\text{ cm} \\ 14.04 \leq b \leq 32.76 \Rightarrow b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1)[3] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres Secondaires une section de : $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$



II.4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003).

Les exigences de RPA en zone III[3]

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

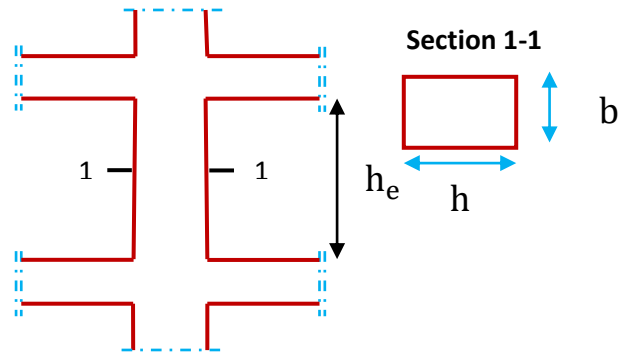


Figure II-8 : Hauteur libre de poteaux d'étage.

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II-1 : section des poteaux préalable			
Étages	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{me} et 4 ^{eme}
Section ($b \times h$) cm^2	40×40	40×40	40×40

II.5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les charges horizontales (séisme ; vents... etc.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1)[3]. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$e = 11 \text{ cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu

$\geq 15 \text{ cm}$... (Pour deux (02) heures de coupe de feu).. (1).

$$e \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2).$$

$$L > 4 e \dots \dots \dots (3).$$

h_e = hauteur d'étage - h_p = hauteur d'étage - 45 cm

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \max \left(\frac{261}{20}, 15 \right) \geq 15 \text{ cm}$$

Donc : $e = 20 \text{ cm}$. Pour le RDC et les étages courants

Pour les voiles d'épaisseur ($e = 20 \text{ cm}$) la longueur doit être supérieur ou égale 80 cm ($L > 4 e$)

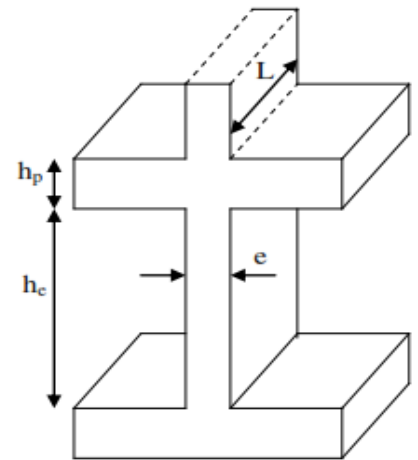


Figure II-9 : coupe de voile en élévation

II.6 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les escaliers servent à relier les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de différents éléments (volées ; palier ; paillasse)

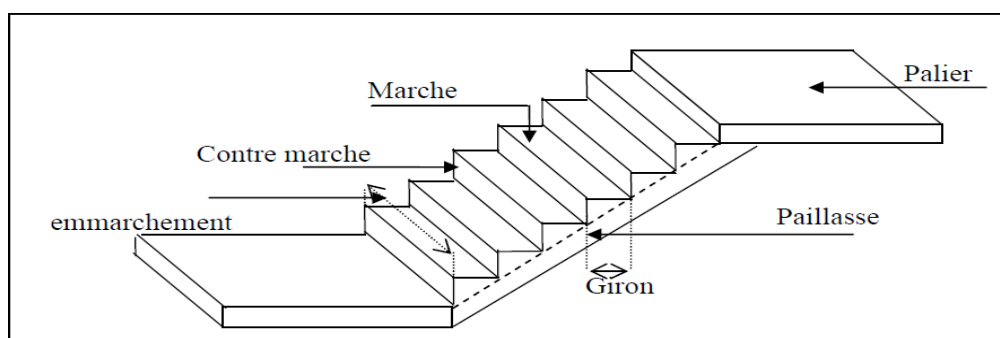


Figure II-10 : représente le schéma d'un escalier.

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier :

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajustée en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre 59 et 66 cm

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66$$

h: Hauteur de la marche.

g: Giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17 cm et le giron g = 30cm.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Pour le dimensionnement d'un escalier :

- On calcule la hauteur de la volée H par la formule suivante :

Le nombre de marches n égale à :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} \quad \text{Avec :}$$

h_e = la hauteur de chaque niveau ($H = 3.06 \text{ m}$).

- On choisit une hauteur de contre marche h, en suite on calcule le nombre de contremarches n Par la relation suivante :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{On aura 18 contre marches entre chaque deux étage.}$$

en déduire le nombre de marches m : $m = \frac{n}{2} - 1$

$\Rightarrow m = 9 - 1 = 8 \Rightarrow 8 \text{ marches par chaque volée.}$

$$\text{Inclinaison: } \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

Longueur de paillasse :

$$l = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.75 \text{ m}$$

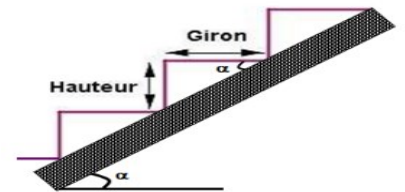


Figure II-11 : Coupe escalier.

a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suit : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = 2.75 \text{ m} \Rightarrow 9.16 \text{ cm} \leq e \leq 13.75 \text{ cm}; \text{ On prend } e = 13 \text{ cm}$$

b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

- **Condition de dégagement rapide des escaliers :**

$1.2 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1.5 \text{ m}$ Pour un bâtiment collectif

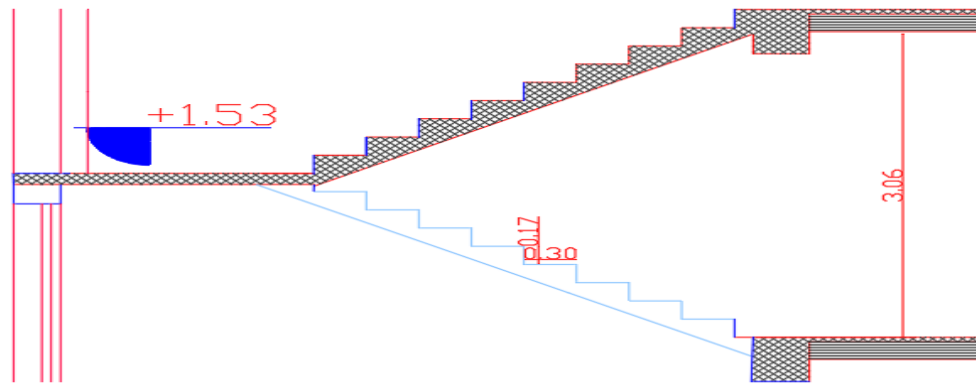


Figure II-12 : Coupe en élévation d'escalier

II.7 ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Évaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.7.1 Les planchers :

a. Planchers en corps creux étage terrasse :

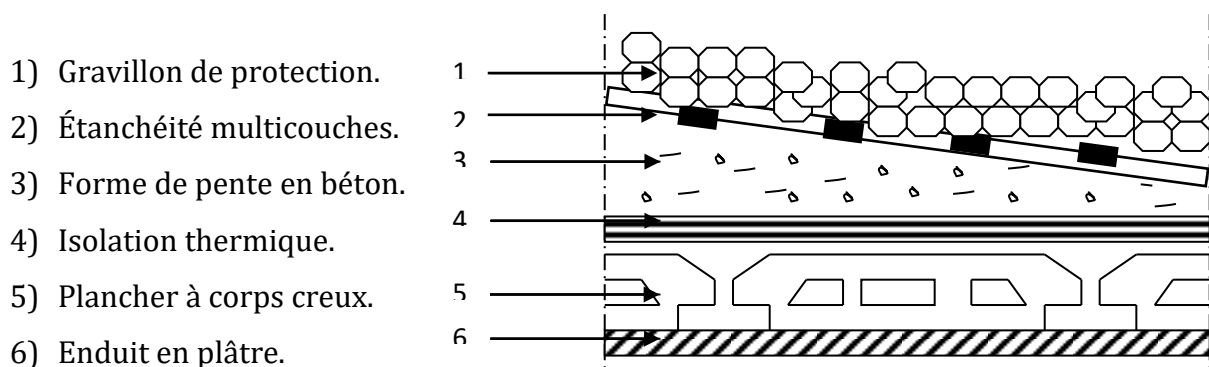


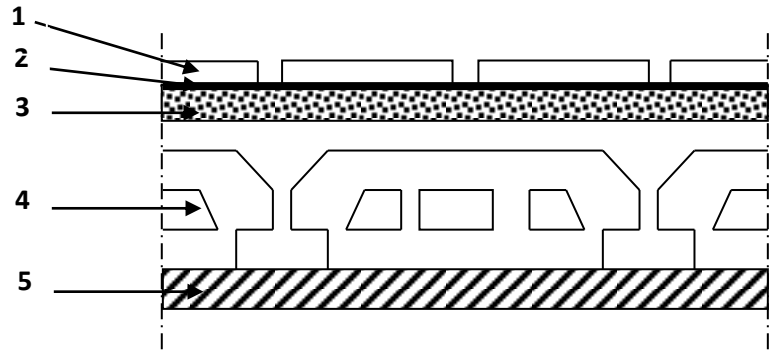
Figure II-13 : Plancher à corps creux de terrasse.

• Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] :

Tableaux II-2 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.				
N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
4	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique (polystyrène expansé)	0.04	400	16
5	Dalle à corps creux	(0.2+0.04)	13750	3300
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_T = 6836$
Surcharge d'exploitation				$Q_T = 1000$

b. Planchers étage courants :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

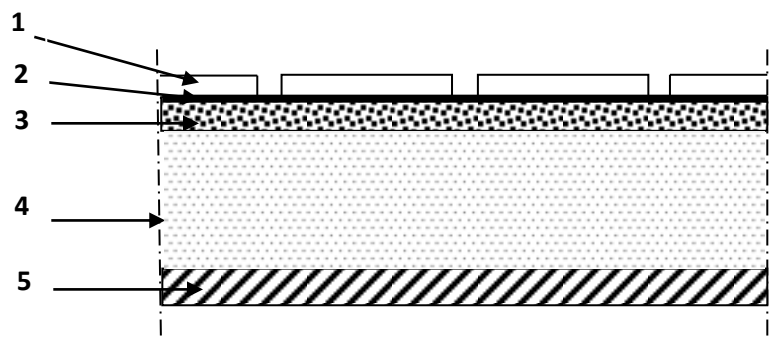
**FigureII-14** : Plancher à corps creux de terrasse.

- **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [4] :**

Tableaux II.3 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux				
N°	Designation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	0.1	9000	900
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.24	13750	3300
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge Permanente totale				$G_E = 5740$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 1500$

Balcon :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Dalle pleine.
- 5) Enduit en plâtre

**FigureII-15** : schéma d'un balcon.

Tableaux II-4 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon				
N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
	Cloisons de briques	/	/	0.9
Charge permanente totale				$G_b = 5290$
Surcharge d'exploitation				$Q_b = 3500$

II.7.2 Cloison extérieures :

Tableaux II-5 : charges permanentes des cloisons extérieures.			
Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			$G_E = 2810$

II.7.3 Escalier :

1. le paillasse

Tableaux II-6 : charges permanentes d'un escalier.					
N°	Designations		e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,13/cos α	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _p =7976.21
Charge d'exploitation totale					Q _p = 2500

1. Palier de repos :

Tableaux II-7 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier.					
N°	Désignation	e (m)		γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02		22000	440
2	Mortier de pose	0.02		20000	400
3	Lit de sable	0.02		18000	360
4	Dalle pleine	0.15		25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02		10000	200
Charge permanente totale					$G_{pr} = 5150$
Surcharge d'exploitation					$Q_{pr} = 2500$

II.7.4 Acrotère

- Charge permanente :

- L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.9 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right) = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0975 = 2.438 \text{ N/ml Avec:}$$

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

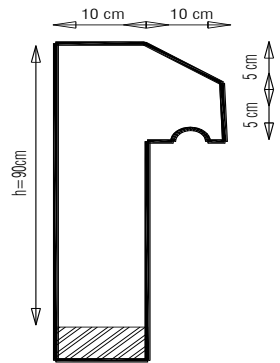


Figure II-16: Schéma de l'acrotère

Tableaux II-8: charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.				
désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
Acrotère	0.9	0.0975	2.438	1

II.8. DESCENTE DE CHARGES:

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.8.1 Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [4] :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

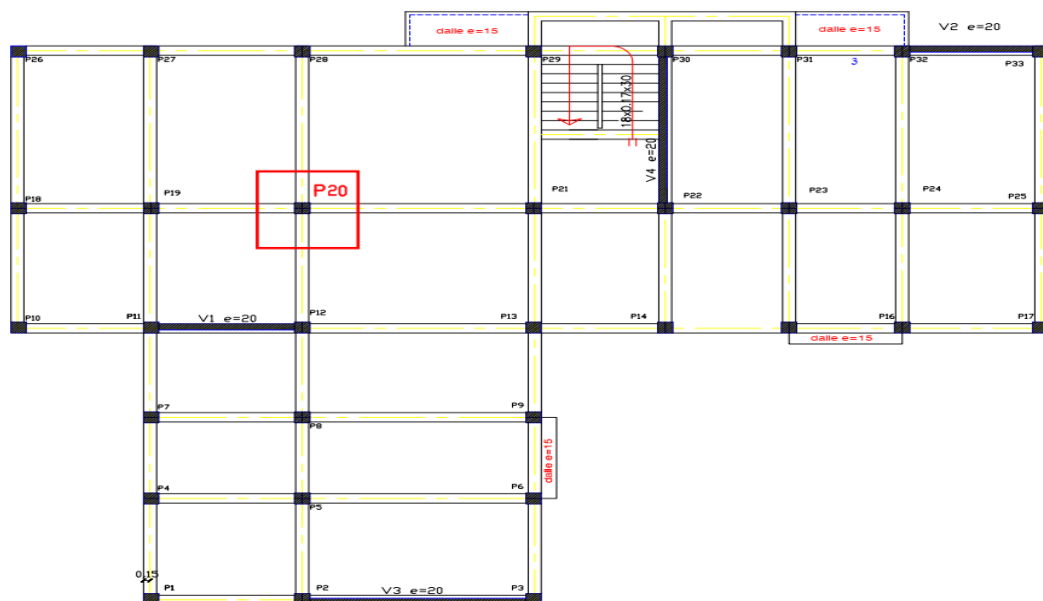


Figure II-17 : Emplacement du poteau le plus sollicité (sur la plan)

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau N°20 ou leur emplacement est indiqué sur la figure ci-dessous :

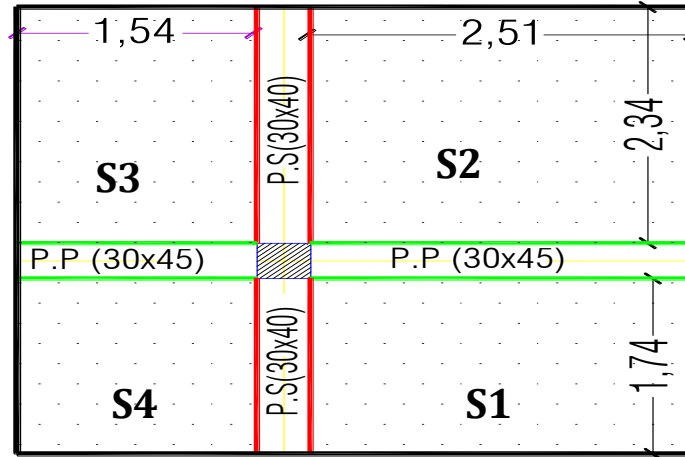
La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont prisent entre nus d'appuis.

S1,S2,S3, S4=surface du plancher a corps creux

LPP= longueur des poutres principales.

LPS= longueur des poutres secondaire.



FigureII-18 : Schéma de poteau la plus sollicité(surface afférente)

- Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

$$S_1 = 1.74 \times 2.51 = 4.37 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.34 \times 2.51 = 5.87 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.54 \times 2.34 = 3.60 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.54 \times 1.74 = 2.68 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_t = 16.52 \text{ m}^2$

- Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 1.54 \times 0.30 \times 0.45 = 5.20 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 2.51 \times 0.30 \times 0.45 = 8.47 \text{ KN}.$$

$$G_{ps1} = 25 \times 2.34 \times 0.30 \times 0.40 = 7.02 \text{ KN}.$$

$$G_{ps2} = 25 \times 1.74 \times 0.30 \times 0.40 = 5.22 \text{ KN}.$$

Donc : $G_{p.tot} = 25.91 \text{ KN}$

Tableaux II-9 : Les différentes sections de poteau

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m ²	La surface afférente (S) m ²
RDC 1 ^{ème} -2 ^{ème} 3 ^{ème} -4 ^{ème}	40 × 40	0.16	16.52

Tableaux II-10 : La descente de charge de poteau				
Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge d'exploitation Q (KN)
4 ^{ème} étage	N ₀	Plancher terrasse+ Acrotère	6.84× 16.52+2.44 = 115.4	16.52
		Poutres	25.91	
	Somme		141.35.	16.52
3 ^{ème} étage	N ₁	Venant N ₀	141.35.	41.30
		Poteau	0.40×0.40×3.06×25=12.2	
		Plancher étage+ Mur extérieur	5.74×16.52+2.81=97.63	
		Poutres	25.91	
	Somme		277.13	41.30
2 ^{ème} étage	N2	Venant N ₁	277.13	63.60
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	97.63	
		Pouters	25.91	
	Somme		412.91	63.60
1 ^{ème} étage	N3	Venant N ₂	412.91	83.43
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	97.63	
		Pouters	25.91	
	Somme		548.19	83.43
R D C	N ₄	Venant N ₃	548.19	100.77
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage+ Mur extérieur	97.63	
		Pouters	25.91	
	Somme		681.66	100.77
en ELU			1.35 G = 920.24	1.5 Q =151.16
Effort normal à la base du poteau			N _u = 1071.40 KN	

❖ **Vérification :**

Selon le CBA93 (article B.8.1.1)[2] on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées l'effort de compression ultime N_u à 10 % telle que :

$$N_u = 1.10 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum : $N_u = 1.10 \times 1071.40 = 1\,1178.54 \text{ KN}$

Donc : $N_u = 1178.54 \text{ KN}$ (Pour le poteau (40×40))

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$ Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \text{ (BAEL91Art B. 8. 3. 31)} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.40} = 18.53 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.40} = 18.53$$

$\lambda = 18.53 < 50 \Rightarrow$ selon (BAEL91Art B. 8. 4. 1):

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.53}{35} \right)^2} = 0.80$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2) \quad ; \quad \gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B) = \max(3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2) = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \%B \text{ (zone III)}$$

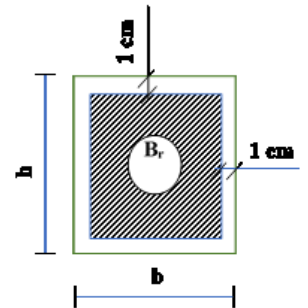


Tableau II-11 : Résultats des vérifications au flambement

Poteau	N_u (KN)	α	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
40x40	1178.54	0.80	640	1440	1440	144400	2539.95	CV

II.9 Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a. Plancher :

- Plancher à corps creux 20+4 cm.
- Plancher à dalle pleine de 15 cm.

b. Voile :

- Un voile d'épaisseur de 20 cm.

c. Poutres :

- Poutre principale : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$.
- Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

d. Poteau :

- Poteaux RDC 1^{eme} 2^{eme} et 3^{eme} étage et 4^{eme} étage: $(40 \times 40) \text{ cm}$.

e. Escalier :

- $e = 15 \text{ cm}$ pour la paillasse.
- $e = 15 \text{ cm}$ pour le palier de repos.

CHAPITRE III

CALCUL Des ELEMENTS

SECONDAIRE

III.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, et acrotère). Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2- ÉTUDE DE L'ACROTERE :

III.2.1-Définition :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, joue également un rôle contre l'infiltration des eaux pluviales, ainsi que d'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (FP) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

III.2.2 Les rôles :

a. L'étanchéité :

Il est énuméré en deux points :

- Il empêche le ruissellement des eaux de pluie sur les façades.
- Il assure un retour d'étanchéité qui à son tour permet une bonne imperméabilité par rapport aux eaux pluviales.

b. Point d'appui :

C'est un élément aussi qui sert à la fixation de treuilles pour l'entretien des façades et l'utilisation de monte charges pour l'entretien de l'étanchéité de la terrasse.

c. Esthétique :

Il a aussi un rôle esthétique à ne pas négliger.

III.2.3 Calcul de l'acrotère :

III.2.3.1 Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

III.2.3.2 Évaluation des charges et surcharges :

a. Charge permanente :

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

• Surface

La surface de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S_{\text{acrotère}} = (0.90 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right) = 0.0975 \text{ m}^2$$

• Poids propre

$$G_{\text{acrotère}} = \rho \times S = 25 \times 0.098 = 2.45 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{enduit}} = \rho' \times h = 18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³
- ρ' : Poids volumique des enduits : 18 KN/m³

b. Charge d'exploitation (Surcharges) : (DTRB.C 2.2) [4]

La charge d'exploitation, due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN / ml}$.

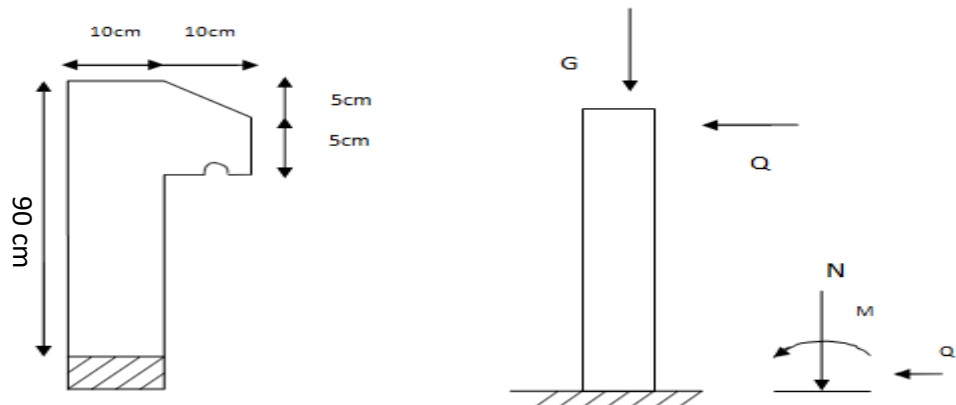


Figure III-1 : Schéma réel et statique de l'acrotère

Tableau III-1 : charges revenant sur l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
90	10	0.0975	2.45	0.36	2.81	1

III.2.3.3Vérification de l'acrotère au séisme.

Le RPA 99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA art 6.2.3) [3]

- A : coefficient d'accélération de la zone en fonction du groupe d'usage
 - $A = 0.25$ (group d'usage 2, zone III) suivant le tableau 4-1 (RPA art 4.2.3).
- C_p : facture de force horizontale.
 - $C_p = 0.8$ suivant tableau 6-1 (**RPA art 6.2.3**)
- W_p : Poids de l'acrotère
 - $W_p = 2.81 \text{ KN / ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.81 = 2.248 \text{ KN}$$

$F_p > 1,5 Q$ Donc :

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

La distance « d » entre le point d'application de l'action sismique (F_p), et la section d'encastrement est égal à : $x = h/2 = 0.9/2 = 0.45 \text{ m}$ (point d'application au centre de gravité)

Alors pour une bande de 1m de largeur

$$G = 2. \text{ kN} ; Q = 1 \text{ KN} ; F_p = 2.248 \text{ KN}$$

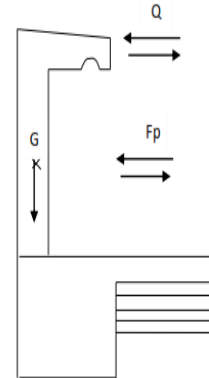
Donc l'acrotère est ne pas stable vis-à-vis à l'action sismique (l'action sismique est importante)

Ces différentes charges sont représentées dans la figure suivante :

$$\begin{cases} N_G = 2.81 \text{ KN} \\ M_G = 0.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_Q = 1.00 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{FP} = 2.81 \text{ KN} \\ M_{FP} = F_P \times Y_G \end{cases}$$



III.2.3.4. Calcul des sollicitations :

a. calcul des moments fléchissant :

Figure III-2 : Schéma de distribution des forces

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par CDG de celle-ci :

- Le moment dû à la charge permanente est nul : $M_G = 0.00 \text{ KN.m}$.
- Le moment dû à la charge d'exploitation : $M_Q = q \times h$.

On a : $h = 90 \text{ cm} = 0.90 \text{ m}$

$$M_Q = 1 \times 0.90 = 0.90 \text{ KN.m}$$

1. Combinaison de calcul :

- ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.90 = 1.35 \text{ KN.m}$$

- ELS : $M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$ $M_{\text{ser}} = M_Q = 0.9 \text{ KN.m}$

2. La combinaison accidentelle

$$G+Q \pm E = 2.81 + 1 \pm 2.248 \quad \text{Sens X} \rightarrow M_a = (Q \times h + (F_p \times Y_g))$$

$$\text{Sens-Y} \rightarrow N_a = G = 2.81 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la position du centre de gravité G (X_G, Y_G)

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 5.73 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 47.99 \text{ cm}$$

$$F_P = 2.09 \text{ KN}$$

$$M_{FP} = F_P \times Y_G = 2.248 \times 0.4799 = 1.078 \text{ KN.m}$$

$$M_a = (1 \times 0.9) + (2.248 \times 0.4799) = 1.978 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de l'effort normal :

- ELU

$$N_u = 1.35 N_G (N_G = W_p)$$

$$N_u = 1.35 \times 2.81 = 3.793 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G = W_p$$

$$N_{\text{ser}} = 2.81 \text{ KN /ml}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

- ELU

$$V_u = NQ + F_p$$

$$V_u = 1 + 2.248 = 3.248 \text{ KN /ml}$$

Tableau III-2 : les sollicitations de l'acrotère			
Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	$G + Q \pm E$	$1,35G + 1.5Q$	$G + Q$
N (KN)	2.81	3.793	2.81
M(KN. m)	1.978	1.35	0.900
V (KN/ml)	/	3.248	/

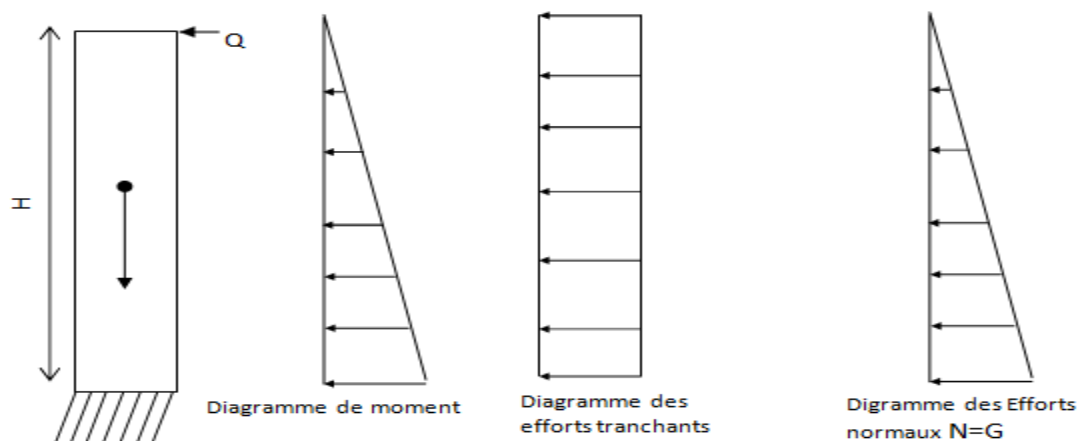
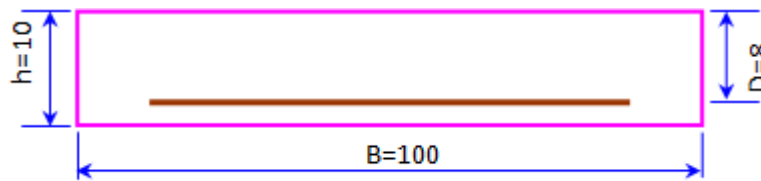


Figure III-3 : Schéma représenté les sollicitations

Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment.

III.2.3.5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bonde de 1 m.



a. Armature longitudinal:

❖ ELU

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \dots \dots \dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = e_0 + e_a \dots \dots \dots \text{Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2]}$$

e_a : excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

1. Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{1.35}{3.793} = 0.355\text{m} > \frac{0.9}{6} = 0.15$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et la section est soumise à un effort normal de compression, donc la section est partiellement comprimé

2. Calcul l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] \dots \dots \dots \text{article (A.4.3.5) [1]}$$

L : longueur de la pièce = 90 cm

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{90}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 37.5\text{cm}$$

3. Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre, on distingue 2 cas [8] :

- $\frac{l_f}{h} > \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \rightarrow$ on doit vérifier la pièce à l'état limite ultime de stabilité de forme (vis-à-vis au flambement).

$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \rightarrow$ On détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire, avec : $e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$

l_f : Longueur de flambement de la pièce, h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

Ce qui donne :

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.90 = 1.80 \text{ m}$$

l_0 : Longueur de la pièce

h = hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$$h = 0.10 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1.8}{0.1} = 18 \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{0.17}{0.1} \right] = 34$$

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour

déterminer l'excentricité du second ordre : $e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \varphi)$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} : \text{Dans notre cas } M_G = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3(1.8)^2}{10^4 \times 0.10} (2 + 0 \times 2) = 0.02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 37.5 + 2 = 39.5 \text{ cm} \dots \dots \text{article (A. 4.3.5) [5]}$$

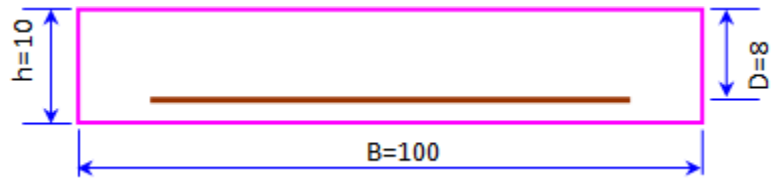
4. Evaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion simple)

$$M_u = N_u \cdot e = 3.793 \times 0.395 = 1.498 \text{ KN.m}$$

Nous calculons les armatures à l'ELU à la flexion composée, puis nous effectuerons la vérification des contraintes à l'ELS.

Nous aurons à suivre les étapes suivantes :

$\frac{h}{6} < e$ Donc La section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues c' .



Nous avons : N_u à la compression

$e_0 = 0.395 > 0.10/2 = 0.05 \rightarrow c' \text{ est à l'extérieur de la section}$

Soit : $M_f = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$

D'où, $M_f = 1.498 + 3.793 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) \rightarrow M_f = 1.61 \text{ KN.m}$

Le calcul du ferrailage se fera comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_l = 0.391 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$A_l = \frac{M_f}{Z \sigma_s}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$Z = 0.08(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de contrainte de non fragilité BAEL (Art A.4.2,1) [1]:**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 0.97 \text{ cm}^2$

5. Évaluation des moments au niveau des armatures tendu (flexion composé) :

$$A_{su} = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.97 - \frac{3.793 \times 10^{-3}}{348} = 0.86 \text{ cm}^2.$$

6. Vérification de condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.395 - (0.45 \times 0.08)}{0.395 - (0.185 \times 0.08)}$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ Nous ferrailurons $A_{\min}$

❖ ELS

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} > \frac{h}{6} \rightarrow e = \frac{0.9}{2.81} = 0.32 \text{ m} > 0.016 \text{ m}$$

Nous avons une section partiellement comprimée, on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{\text{ser}}/A = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{\text{ser}}/A = 0.9 + 2.81 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.984 \text{ KN.m}$$

1. Calcul moment limite de service :

- La contrainte de béton à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- La contrainte d'acier pour une fissuration nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527 \text{ } 0.484$$

$$y = \bar{\alpha} \times d = 0.484 \times 80 = 42.16 \text{ mm}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 80 \left(1 - \frac{0.484}{3} \right) = 65.94 \text{ mm}$$

$$M_r = \frac{1}{2} b \times y \times \bar{\sigma}_{bc} z = 20.85 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{ser}} = 0.984 \text{ KN.m} < M_r = 20.85 \text{ KN.m}$ Pas d'armature comprimée

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{0.984 \times 10^6}{65.94 \times 201.63} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = A_s - \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} \rightarrow A_{\text{ser}} = 0.97 - \frac{2.81 \times 1000}{\sigma_s} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement :

$$A_s = \max (A_{Ser} , A_{min} , A_{Su}) = \max (0.90 , 0.91 , 0.86) = 0.91 \text{ cm}^2$$

D'après les résultats ci-dessus on prend $A_s = 0.97 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$ on prend donc $S_t = 20 \text{ cm}$

c. Vérification de cisaillement :

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

La fissuration est préjudiciable (B.A.E.L A.5.1, 211) $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.248 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0406 \text{ MPa}$$

$0.0406 \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV} \rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversal et ne sont pas nécessaire.

III.2.3.6 Schéma de ferrailage d'un acrotère

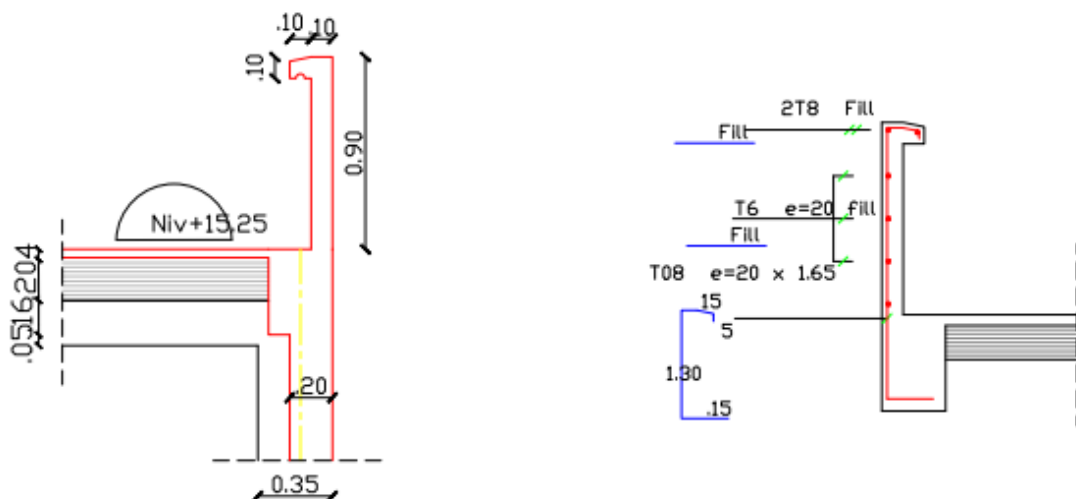


Figure III-4 : Schéma de ferrailage d'un acrotère

III.3 CALCUL DES ESCALIERS

III.3.1 Définition :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et ils sont exclusivement destinés aux piétons. Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en Béton armé et de marches rectangulaires.

Les deux volées comportent (paillasse -palier)

- hauteur de l'étage $H_e=3,06\text{m}$
- hauteur de marche $h=17\text{cm}$
- nombre des marches $n=18$
- largeur de la marche $g=30\text{ cm}$ D'où on adopte 9 marches par volée

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose :

Pour déterminer les sollicitations, on a se base sur la méthode RDM.

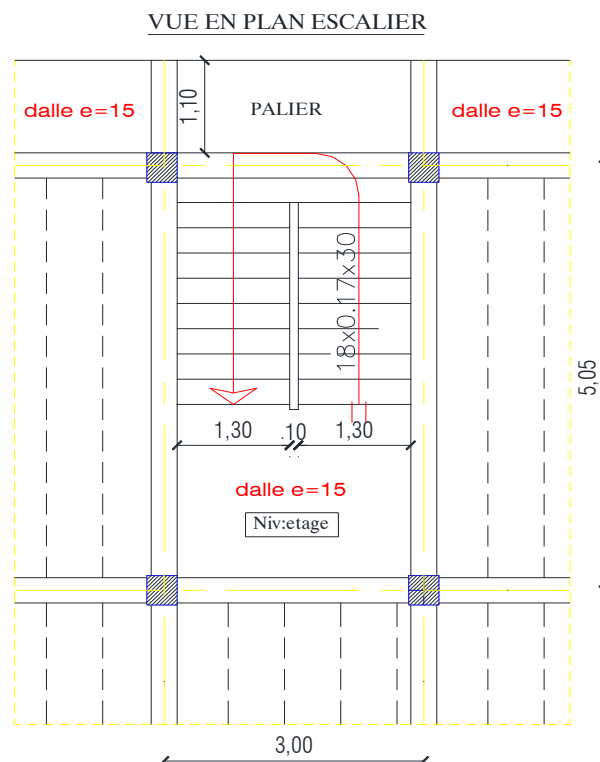


Figure III-5 :Vue en plan (escalier)

III.3.2 Charge et surcharge :

Les charges et surcharges de l'escalier ont été définis préalablement dans le chapitre -II

$$\text{soit : Volée (Paillasse)} \begin{cases} G_v = 7.98 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} G_p = 5.15 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Estimation du chargement du mur La charge du mur est estimé à 2.81 KN/m^2 ; [Voir tableau II-7 (chapitre II)].

$$P_{mur} = G \times h_{mur} \times 1 \Rightarrow P_{mur} = 2.81 \times 1.08 \times 1 \text{ ml} = 3.03 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Schéma statique :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers :

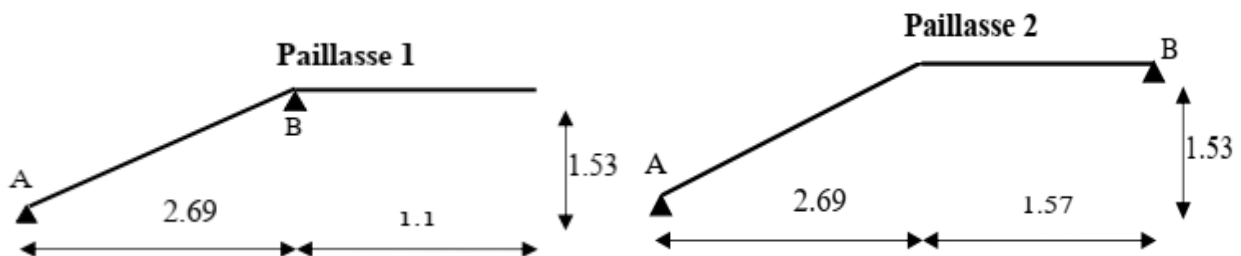


Figure III-6 :Schéma statique d'escalier

III.3.4 Combinaison des charges pour le premier schéma statique :

Tableau III-3 : calcul du Combinaison des charges				
	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU	ELS
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Volée (Paillasse)	7.98	2.5	14.52	10.48
Mur extérieure	3.03	/	4.10	3.03

III.3.5 Calcul des sollicitations [7] :

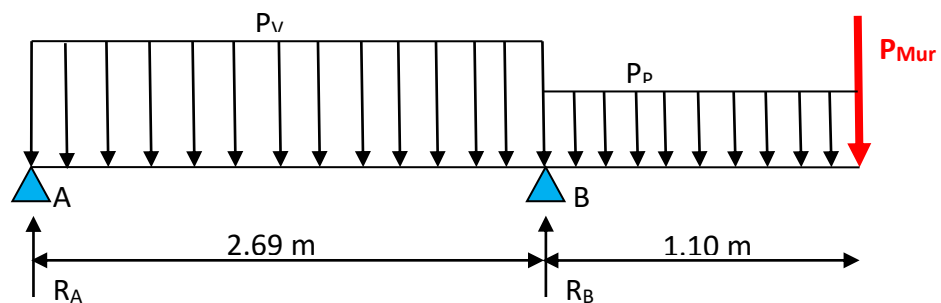


Figure III-7: Schéma statique d'escalier type I

a. Calcul des réactions➤ **ELU**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 2.69 \times R_B - (P_v \times 2.69 \times 1.345) - (P_p \times 1.10 \times 3.24) - (P_{\text{mur}} \times 3.79) = 0 \Rightarrow R_B = 39.48 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (P_v \times 2.69) + (P_p \times 1.10) + (P_{\text{mur}}) \Rightarrow R_A = 15.45 \text{ kN.}$$

➤ **ELS**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 2.69 \times R_B - (P_v \times 2.69 \times 1.345) - (P_p \times 1.10 \times 3.24) - (P_{\text{mur}} \times 3.79) = 0 \Rightarrow R_B = 28.50 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (P_v \times 2.69) + (P_p \times 1.1) + P_{\text{mur}} \Rightarrow R_A = 11.14 \text{ kN.}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :➤ **ELU**

Pour : $0 \leq x \leq 2.69 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 15.45 - 14.52 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = 15.45 \text{ kN} \\ x = 2.69 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -23.61 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 15.45 \cdot x - 14.52 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.065 \rightarrow M(x) = 8.21 \text{ kN.m} \\ x = 2.69 \rightarrow M(x) = -10.98 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -4.10 - 10.70 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = -4.10 \text{ kN} \end{array} \right.$$

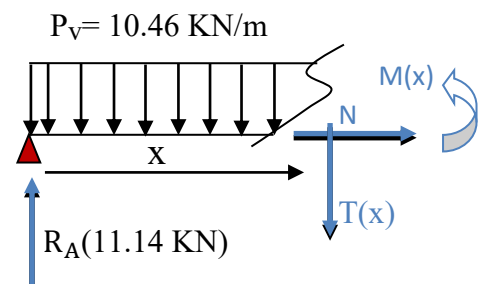
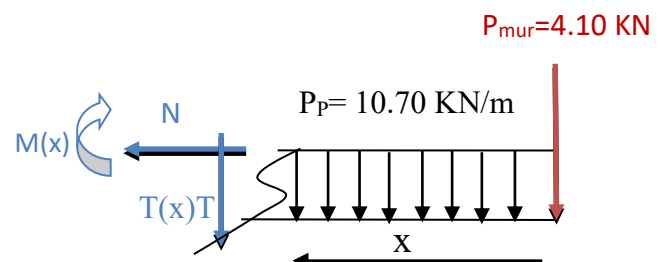
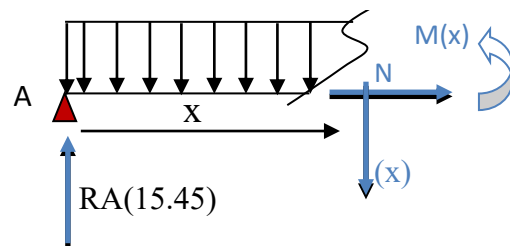
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.10 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -15.87 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -4.10 x - 10.70 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.1 \rightarrow M(x) = -10.98 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



➤ **ELS**

Pour : $0 \leq x \leq 2,69$ m

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 11.14 - 10.48x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 11.14 \text{ kN} \\ x = 2.69 \text{ m} \rightarrow T(x) = -17.06 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 11.14x - 10.48 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 11.14 - 10.48x = 0$$

$$x = 1.062 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.065 \rightarrow M(x) = 5.917 \text{ kN.m} \\ x = 2.69 \rightarrow M(x) = -7.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.10$ m

Effort tranchant

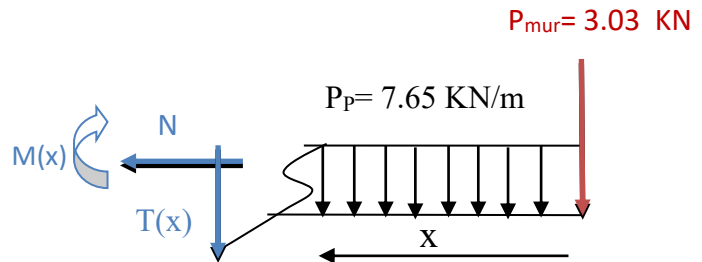
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -3.03 - 7.65x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = -3.03 \text{ kN} \\ x = 1.1 \text{ m} \rightarrow T(x) = -17.06 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -3.03x - 7.65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.10 \rightarrow M(x) = -7.96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Après analyse des résultats, on constate que le moment en appui est important par rapport à celui en travée, pour ce faire afin de respecter le critère économie nous allons calculer comme suit :

→ Pour le ferrailage en travée on prend le moment max en travée :

$$M_{tu}^{max} = 8.21 \text{ kN.m à } 1.065$$

$$M_{ts}^{max} = 5.91 \text{ kN.m à } 1.065$$

→ Pour le ferrailage aux appuis on prend le moment maximal trouvé au niveau de l'appui B calculé dans le deuxième tronçon, soit M_{au}^{max}

$$M_{au}^{max} = -10.98 \text{ kN.m à } 2.69 \text{ (appuis B)}$$

$$M_{as}^{max} = -7.96 \text{ KN. à } 2.69 \text{ (appuis B)}$$

→ Pour le ferrailage transversal on prend l'effort tranchant max trouvé en ELU :

$$T_u = 23.61 \text{ KN. m}$$

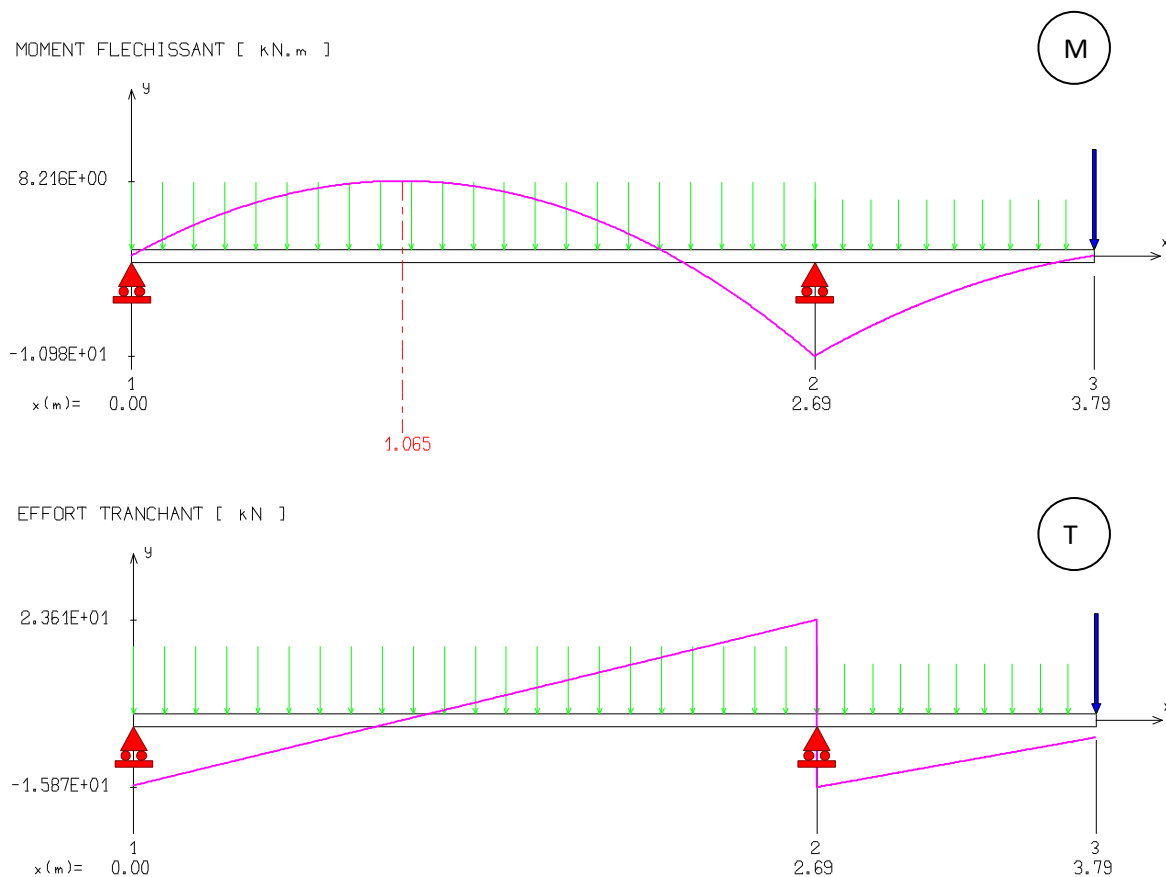
En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

$$\text{Le moment sur appui : } M_a = (0.3, 0.5) M_{o\max}$$

$$\text{Le moment sur travée : } M_t = (0.7, 0.85) M_{o\max}$$

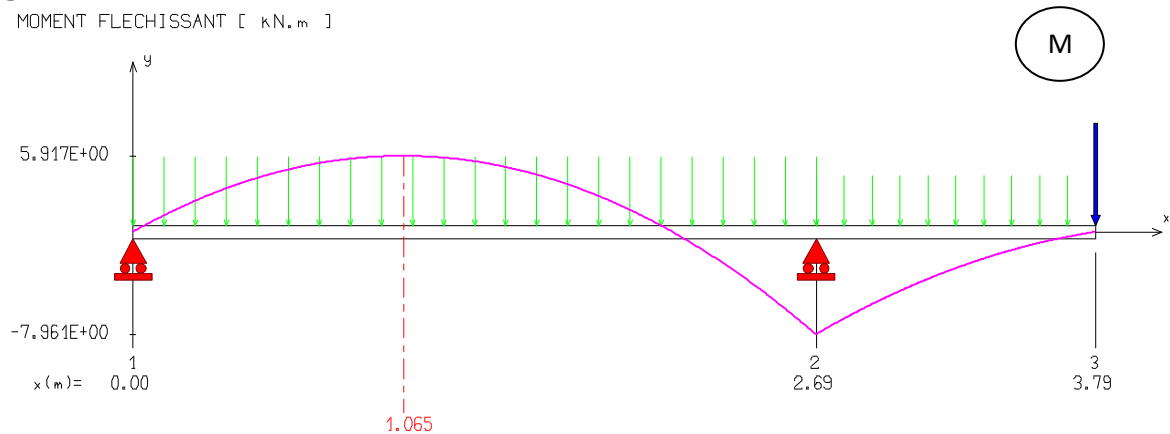
Tableau III-4 : Sollicitations dans l'escalier			
Désignation	$M_a = 0.5 M_o$	$M_t = 0.75 M_o$	$T_u \text{ (KN)}$
ELU	5.49	6.15	23.97
ELS	3.98	4.43	

ELU :



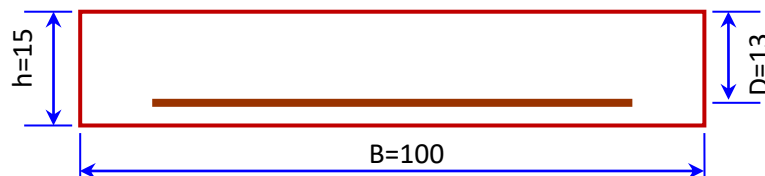
ELS :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

**Figure III-8 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants en ELU et en ELS**III.3.6 Calcul du Ferrailage**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

Pour simplifier les calculs on prend $e = 15$ cm.

**a. Armatures longitudinales :**❖ **E.L.U :**

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}, \mu_l = 0.392 ; M_u =$$

$$b = 1,00 \text{ m}, \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm (C: l'enrobage)}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad z = d(1 - 0,4 \alpha), \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Tableau III-5 : Ferrailage longitudinal de L'escalier					
Désignation	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Travée	6.15	0.026	0.033	12.82	1.38
Appuis	5.49	0.023	0.029	12.84	1.23 1.35

b. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) ou (BAEL B.6.4) [1] :

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.001 \times 100 \times 15 \right\} = \max \{ 1.57 ; 1.55 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{\min} \Rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A_{\min}) = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-6 : Le choix de ferrailage longitudinal				
Désignation	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Appuis	1.38	1,57	4 HA 8 = 2.01	25
Travée	1.23	1,57	4 HA8 =2.01	25

c. Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.525 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-7 : Le choix de ferrailage de répartition			
Désignation	$A_r \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée	0.525	4HA8 = 2.01	25cm
Appuis	0.525	4HA8 = 2.01	25 cm

d. Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2, 42) [1]

❖ Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \end{cases}$$

❖ Armatures de répartition :

$$S_{t \leq} \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (appuis) } \dots \text{cv} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée) } \dots \text{cv} \end{cases}$$

III.3.7.Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{23610}{1000 \times 130} = 0.181 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (**BAELA.5.1, 211**)[1], alors :

$$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0.181 \text{ MPa} \leq \overline{\tau u} = 3.3 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau u \leq \overline{\tau u} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau u} = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau u = 0.181 \text{ MPa} \leq \overline{\tau u} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.8 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

n = 15

- en travée :

$$\begin{cases} M_{ts} = 4.43 \text{ KN.m} \\ y = 2.51 \text{ cm} \\ I = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 3.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui :

$$\begin{cases} M_a = 3.98 \text{ KN.m} \\ y = 2.51 \text{ cm} \\ I = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.603 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.9 Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5.2)[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = 0.056 \geq \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.062 \dots \dots \dots (\text{C..N.V}) \\ 2: \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow A_{st} = 2.01 < \frac{4.2 \times 1000 \times 130}{400} = 13.65 \dots \dots \dots (\text{C.V}) \\ 3: L = 2.69 < 8m \dots \dots \dots (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

Avec,

ht: Hauteur totale d'escalier = 15cm ;

Mt ser : Moment maximale en travée à l'ELS Mt ser=4.43 4.76KN.m;

Attravée: Section d'armature en travée At= 2.01 cm² ;

L: longueur de la travée considérée :L =2.69m ;

M0 ser : Moment isostatique à l'ELS M0 ser = 9.75KN.m

Remarque : La condition (1) n'est pas vérifiée donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche.

- **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée**

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h \\ s_2 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h}{2} \\ y_2 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + 15A_t} = 7.60 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + \frac{b(h - y_g)^3}{3} + 15A_t(d - y_g)^2 + 15A_s(y_g - d)^2$$

$$I_0 = 29019.066 \text{ cm}^4$$

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B.6.5.2, B.6.5.2)[1] Avec :}$$

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton (E_i = 32164.2MPa)

Calcul des moments d'inertie fissurés If: (BAELB.6.5.2)[1] :

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Calcul des coefficients λ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

Le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 13.58 \\ \lambda_v = 5.43 \end{cases}$$

$$\mu = \max \begin{cases} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \end{cases}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature :

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{st} (d - y)}{I_0} = \frac{15 \times 4.76 \times 10^6 (130 - 76.083)}{29019.066 \times 10^4} = 13.26 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 29019.066}{1 + 4.83 \times 0} \Rightarrow I_{fi} = 31920.97 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.76 \times 10^6 \times (2690)^2}{10 \times 32164.2 \times 31920.97 \times 10^4} = 0.0335 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{269}{500} = 0.53 \text{ cm}$$

$f = 0.0335 \text{ cm} < \bar{f} = 0.53 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

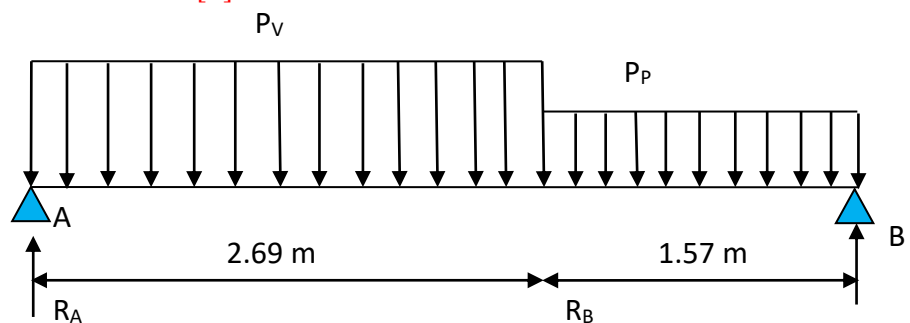
III.3.10 Combinaison des charges pour le deuxième schéma statique :**III.3.10.1 Calcul des sollicitations [7] :**

Figure III-9 : Schéma statique d'escalier type II

III.3.10.2 Calcul des sollicitations [7] :**a. Calcul des réactions****➤ ELU**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.26R_A - (14.52 \times 2.69 \times 2.915) - (10.70 \times 1.57 \times 0.785) = 0 \Rightarrow R_A = 26.04 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.52 \times 2.69) + (10.70 \times 1.57) \Rightarrow R_B = 29.82 \text{ kN.}$$

➤ ELS

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.26R_A - (10.48 \times 2.69 \times 2.915) - (7.65 \times 1.57 \times 0.785) = 0 \Rightarrow R_A = 21.50 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.48 \times 2.69) + (7.65 \times 1.57) \Rightarrow R_B = 18.70 \text{ kN.}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM). Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

Tableau III-8 : Sollicitations dans l'escalier type II						
	Réaction d'appuis(KN)		M _{0Max} (KN.m)	Moments (KN.m)		V _{max} (KN)
	A	B		Travée	Appui	
ELU	29.82	26.04	30.63	22.97	-15.315	29.82
ELS	21.50	18.70	22.06	16.54	-11.03	

En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

$$\begin{cases} \text{en travée : } M_t^{\max} = 0.75 \times M_0^{\max} \\ \text{en appui : } M_a^{\max} = -0.5 \times M_0^{\max} \end{cases}$$

ELU

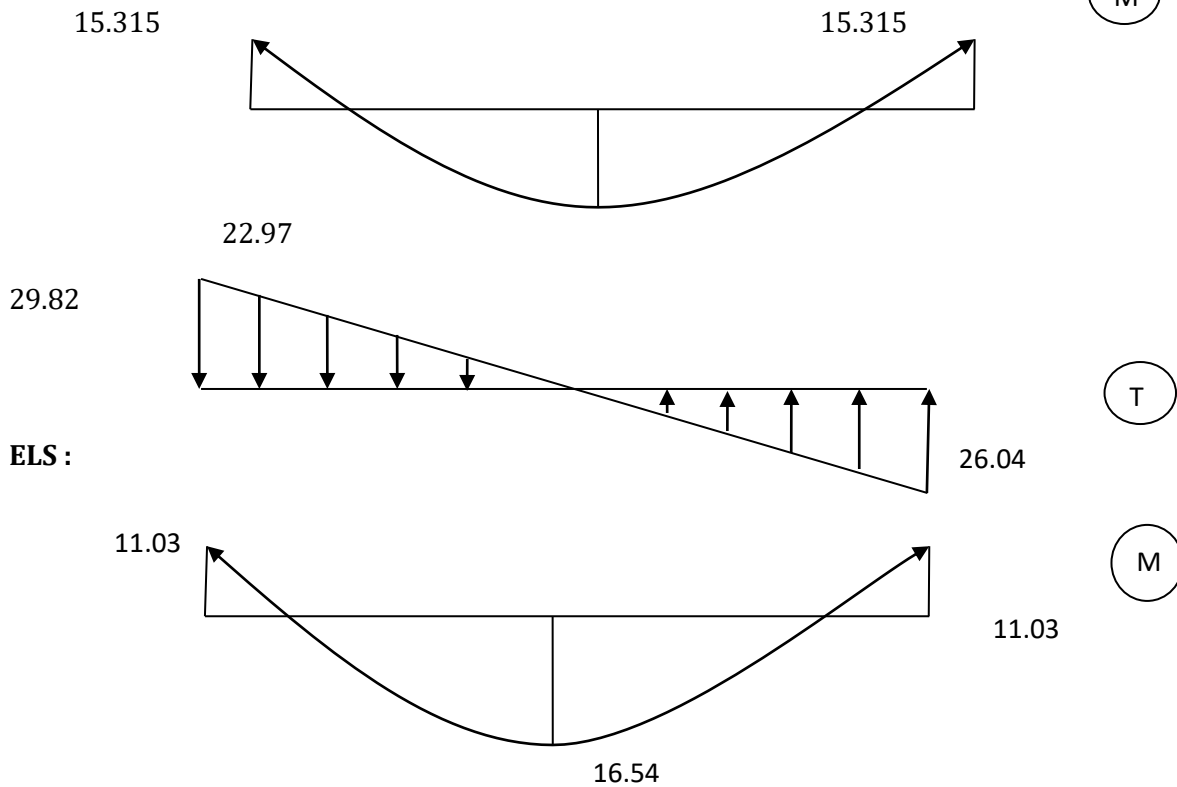
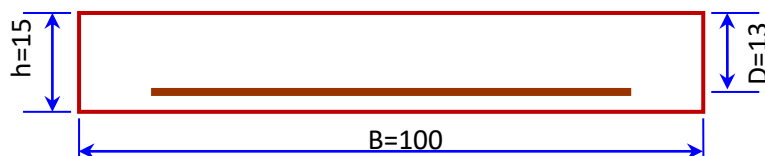


Figure III-10: Diagramme des moments et des efforts tranchants

III.3.10.3 Calcul du Ferrailage

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait pour une section ($b \times e$) = (1m $\times$ e).

Pour simplifier les calculs on prend $e = 15$ cm.



a. Armatures longitudinales :

❖ E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}, \mu_l = 0.392$$

$$b = 1,00 \text{ m}, d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm. (C: l'enrobage).}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha), \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-9 : Ferrailage longitudinal de L'escalier type II					
Désignation	$M_U(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{ cm })$	$A^{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	23.70	0.096	0.126	12.34	5.35
Appuis	15.315	0.064	0.083	12.56	3.50

b. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) ou (BAEL B.6.4) [1] :

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.001 \times 100 \times 15 \right\} = \max \{ 1.57 ; 1.55 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{\min} \Rightarrow C.V$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u , A_{\min}) = 5.53 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-10 : Le choix de ferrailage longitudinal type II				
Désignation	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5.35	1,57	5.35	5T12=5.65
Appuis	3.50	1,57	3.50	5T10 = 3,92

c. Les armatures de répartition :

Sur travée

$$A_{tr} = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.415 \text{ cm}^2$$

Sur Appuis :

$$A_{ar} = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.985 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-11 : Le choix de ferrailage de répartition type II			
Désignation	$A_r (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	1.415	4HA8 = 2.01	25cm
Appuis	0.985	4HA8 = 2.01	25 cm

d. Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2, 42) [1]**a- Armatures longitudinales :**

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

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

e. Armatures de répartition : (BAEL A.8.2, 42) [1]

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

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (appuis)} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm (Travée)} \end{cases}$$

III.3.10.4 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{29820}{1000 \times 130} = 0.229 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (BAEL A.5.1, 211) [1], alors :

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau_u = 0.229 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Commentaire : Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.10.5 Vérification à l'ELS**a. Etat limite d'ouverture de fissure**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{La position de l'axe neutre } \frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

$$n = 15$$

- en travée :

$$\begin{cases} M_t = 16.54 \text{ KN.m} \\ y = 3.92 \text{ cm} \\ I = 8995.20 \text{ cm}^4 \\ A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 7.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui :

$$\begin{cases} M_a = 11.03 \text{ KN.m} \\ y = 3.36 \text{ cm} \\ I = 6728.68 \text{ cm}^4 \\ A_{sa} = 3.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 5.21 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.10.6 Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5.1 1) [1]

$$\begin{cases} 1: \frac{h}{L} = 0.035 \geq \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (\text{C.. N. V}) \\ 2: \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow A_{st} = 5.65 < \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = 13.65 \dots \dots \dots (\text{C. V}) \\ 3: L = 4.26 < 8m \dots \dots \dots (\text{C. V}) \end{cases}$$

Avec,

h_t : Hauteur totale d'escalier = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 16.54 \text{ KN.m}$;

$A_{travée}$: Section d'armature en travée $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée : $L = 4.26 \text{ m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}} = 22.06 \text{ KN.m}$

Y : 3.92cm

$I = 8995.20 \text{ cm}^4$

Remarque : La condition (1) n'est pas vérifiée donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche.

- Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec}$$

$$\begin{cases} s_1 = b \times h \\ s_2 = 15 \times A_t \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} y_1 = \frac{h}{2} \\ y_2 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + 15A_t} = 7.794 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s(y_G - \hat{d})^2$$

$$I_0 = 30551.58 \text{ cm}^4$$

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B.6.5.2, B.6.5.3) [1]}$$

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [1]

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Calcul des coefficients λ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 4.83 \\ \lambda_v = 1.93 \end{cases}$$

$$\mu = \max \begin{cases} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \end{cases}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature :

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{st}(d - y)}{I_0} = \frac{15 \times 16.54 \times 10^6 (130 - 77.94)}{30551.58 \times 10^4} = 42.27 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1.1 \times 30551.58 \Rightarrow I_{fi} = 33606.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{16.54 \times 10^6 \times (4260)^2}{10 \times 32164.2 \times 33606.74 \times 10^4} = 0.277 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{426}{500} = 0.852 \text{ cm}$$

$f = 0.277 \text{ cm} < \bar{f} = 0.852 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.3.11. Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour reprendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant simplement appuyée sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte les rotations aux angles dues à l'encastrement partiel. Cette poutre est soumise à son poids propre et de mur qui repose sur lui-même, aux charges transmises de l'escalier et aux moments de torsion.

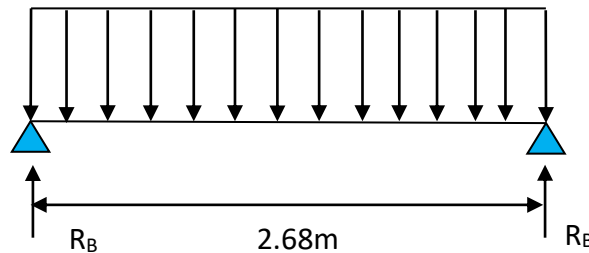


Figure III-11 : Schéma statique du la poutre palière

III.3.11.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91 [1]**:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \text{avec } L = 2.68 \text{ m} \\ 17.86 \leq h \leq 26.8 \end{cases}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003 (Art7.5.1) [3]**:

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm})$

III.3.11.2 Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

a. Calcul à la flexion simple

- Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre de la poutre palière : $g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $P_m = G_m \times H_m = 2.8 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.45 \right) = 3.024 \text{ KN/m}$

- La charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU : } R_B^u = 39.48 \text{ KN} \\ \text{ELS : } R_B^s = 28.5 \text{ KN} \end{cases}$
- Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse

- **Calcul des sollicitations :**

$$q = \begin{cases} \text{ELU } 1.35 \times (g_0 + P_m) + R_B^u = 46.60 \text{ KN/m} \\ \text{ELS } (g_0 + P_m) + R_B^s = 33.79 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ **Les moments :**

Moments isostatiques:

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{46.6 \times 2.68^2}{8} = 41.83 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33.79 \times 2.68^2}{8} = 30.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments En travée: $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 0.85 M_0^u = 35.55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_t^s = 0.85 M_0^s = 25.78 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments En appuis: $\begin{cases} \text{ELU: } M_a^u = -0.5 M_0^u = -20.91 \text{ KN.m} \\ \text{ELS } M_a^s = -0.5 M_0^s = -15.165 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Efforts tranchants :**

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 62.44 \text{ KN}$$

- **Ferraillage longitudinal à l'ELU :**

On a : $b=30\text{cm}$, $h=30\text{cm}$, $d=28\text{ cm}$

On résume les calculs de ferraillage dans le tableau ci-après :

Tableau III-12 : Ferraillage longitudinal de la poutre palière							
	M (KN. m)	μ	α	z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	35.55	0.115	0.153	25.34	4.03	0.98	4.03
Appui	-20.91	0.067	0.087	26.06	2.31	0.98	2.31

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{62440}{300 \times 270} = 0.77 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Commentaire : Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

•Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15$ cm en travée et $S_t = 10$ cm en appuis, et on calcul

A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{tran} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0.175 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_t = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.175 \text{ cm}^2)$, don on prend $A_{tran} = 0.45 \text{ cm}^2$

b. Calcul à la torsion

- Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = -M_{aB} \times \frac{L}{2} = -10.98 \times \frac{2.68}{2} = -14.71 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_{aB} : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B) de l'escalier (Type 1).

Donc $M_a / B = 10.98 \text{ KN.m}$

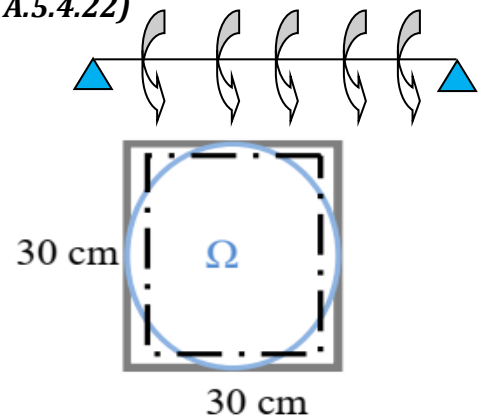
D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \text{Min}(b; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

- Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22)

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 625 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm} \\ U : \text{périmètre de la section} \end{array} \right.$$



$$\tau^{tor} = \frac{14.71}{2 \times 625 \times 5} = 2.35 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 2.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Pour une section pleine en béton armé les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment **(BAEL A.5.4.3)[1]**.

$$(\tau_{tranchant})^2 + (\tau_{torsion})^2 \leq (\bar{\tau}_u)^2$$

$$\tau_{tranchant} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$(0.69)^2 + (2.35)^2 \leq 3.33^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Ferraillage a la torsion :(BAEL A.5.4.4)**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.71 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

❖ Ferraillage transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.71 \times 150 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0.507 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.71 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0.32 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c. Ferraillage global :

❖ Ferraillage longitudinal

- **En travée :**

$$A_{\text{tra}}^{\text{tot}} = A_{\text{tra}}^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 4.03 + \frac{3.38}{2} = 5.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_a^{\text{tot}} = A_a^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 2.31 + \frac{3.38}{2} = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

❖ Ferraillage transversal

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + A_t^{\text{tor}} = 0.45 + 0.507 = 0.957 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 8 = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

d. Les vérifications nécessaires

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{\text{tot}} = 6.79 + 4.62 = 11.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{\text{tot}} \leq A_{\max} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-13 : Vérification à l'ELS

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	25.78	10.56	39303	6.92	15	CV
Appui	15.165	9.095	29740	4.63	15	CV

f. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{30}{268} = 0.112 > \max \left[\frac{Mt}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots (C...V) \\ 2: \rho = \frac{A}{bo.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 27} = 0.0068 \leq 0.0083 (C.V) \\ 3: L = 4.68 < 8m (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : Hauteur totale de la poutre palière = 30cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=25.78\text{KN.m}$;

At travée: Section d'armature en travée $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 2.68\text{m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}} = 30.33 \text{ KN.m}$

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

III.3.12 schéma de ferrailage :

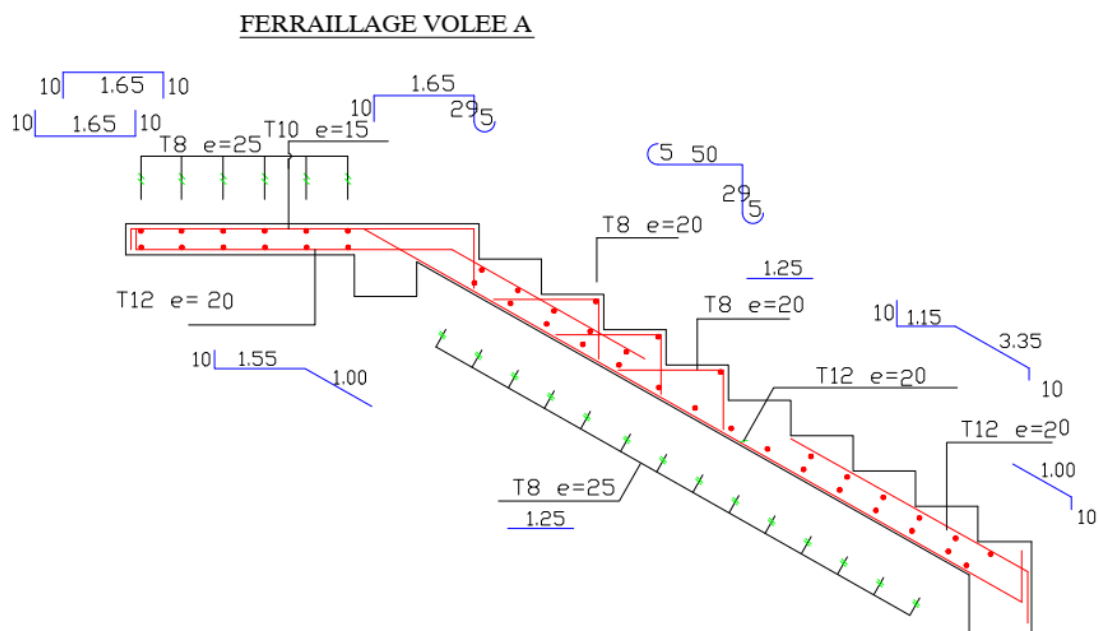


Figure III-12 : Schéma de ferrailage de l'escalier

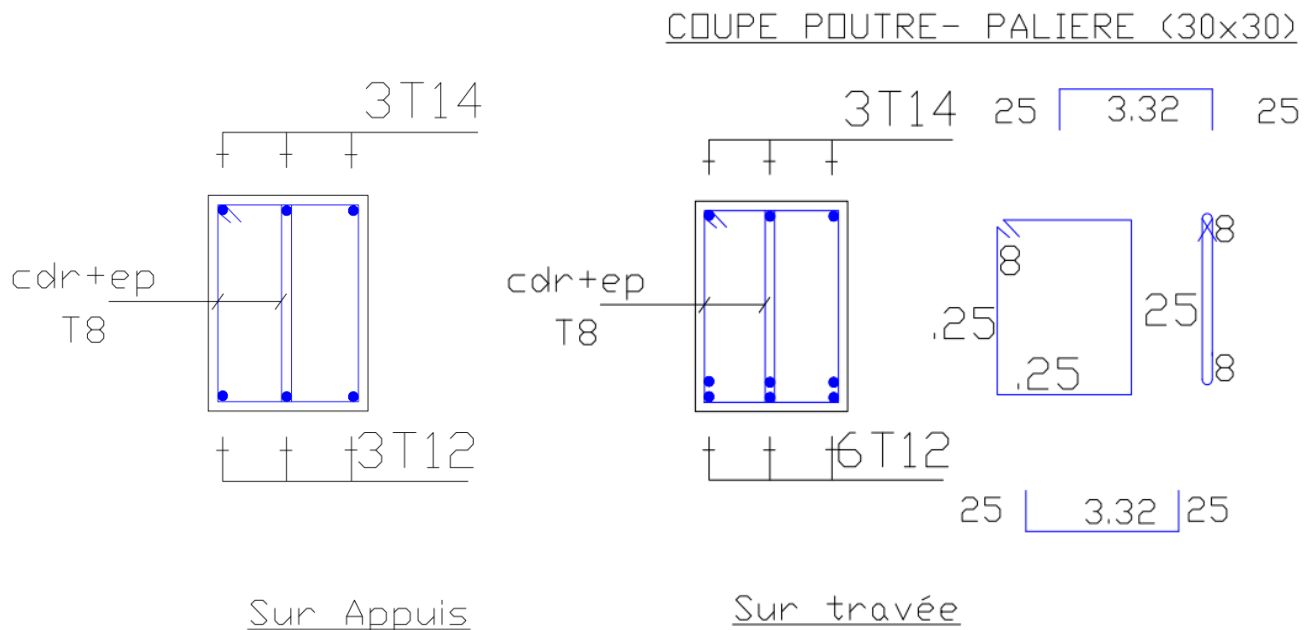


Figure III-13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4 Calcul des planchers

III.4.1 Définition :

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre.

Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments à surcharge modérée

$Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.4.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression.

III.4. 3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.4. 3 .1 Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

♣ Conditions d'application (Article .B6.2.210) [5]

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;

$$0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 ;$$
3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$). On note :
 - Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
 - Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

♣ Application de la méthode (Article E.1.2 P128) [1]

• Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a \begin{cases} -0.6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutrelle à 2 travées.} \\ -0.5M_0 : \text{sur les appuis voisins de rive d'une poutrelle à plus de 2 travées.} \\ -0.4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire pour les poutrelles à plus de 3 travées.} \end{cases}$$

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

♣ Remarque :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant d'après (Art 7.10/a P77) [3], le règlement exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis pour équilibrer un moment fictif égal :

$$M_a^{\text{rive}} = -0,15 M_0$$

Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$.

- **Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

Tableau III-14 : les moments en travée par la méthode forfaitaire		
Moment	Conditions	Formules
Moments en travées	01	$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[1.05; 1 + 0.3 \alpha] M_0$
	02	$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ pour une travée de rive.
		$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire.

Avec,

M_t: le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_g et **M_d**: respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;

α= Q / (G+Q) : degré de surcharge du plancher « le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation » ;

M₀: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison »

- **Evaluation des efforts tranchants**

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis, l'effort tranchant hyperstatique 'V' est égale à l'effort tranchant isostatique 'V₀' sauf sur les appuis voisin de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

$$\begin{cases} 15\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à deux travées.} \\ 10\% \rightarrow \text{s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

On note que :

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec,

V₀: effort tranchant isostatique ;

q_u: la charge sur les poutrelles ;

l_i: la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

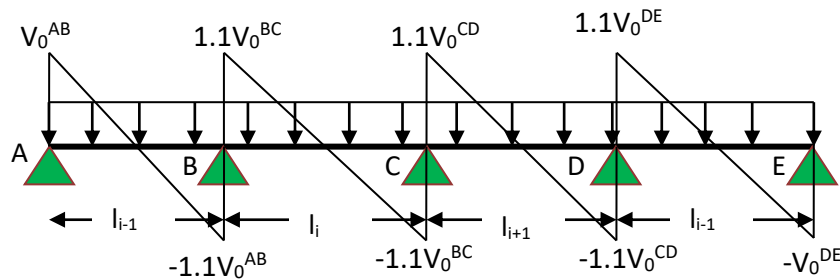


Figure III-14 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

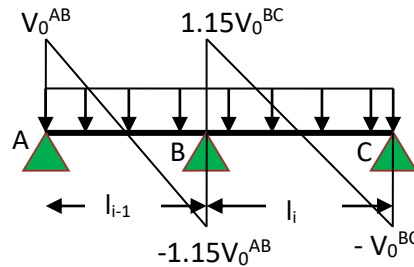


Figure III-15 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

III.4. 3 .2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

♣ Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2; 2G)).$$

♣ Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [1]

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

♣ Application de la méthode

• Moments aux appuis article E.2.2,1 [1]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g ; l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

q_g ; q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$l' = 0.8 l$ travée intermédiaire.

$l' = l$ travée de rive

- **Moment en travée** article E.2.2, 2 [1]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **Efforts tranchants** (Article E.2.2, 3) [1]

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

III.4. 3.3 Méthode de Caquot minoré

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

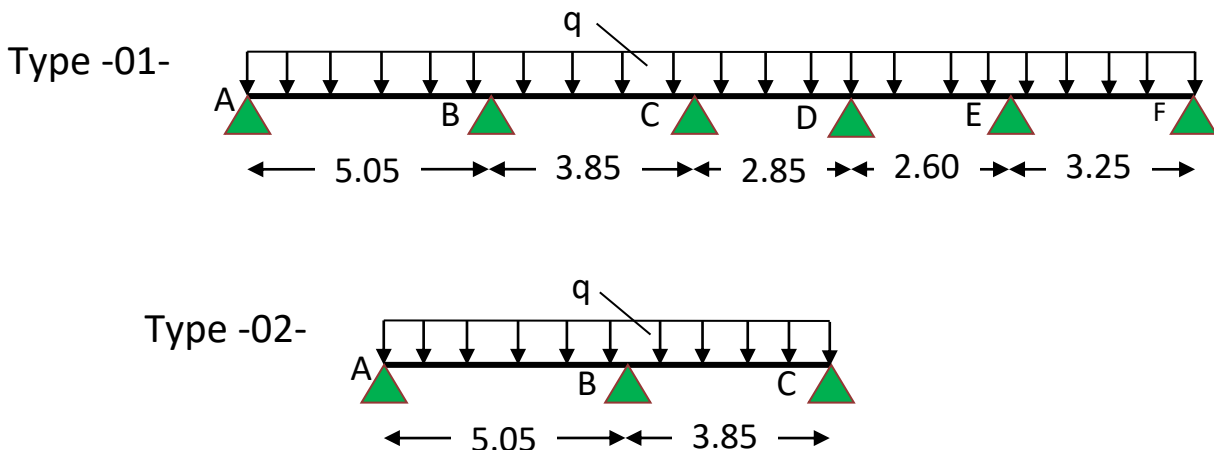
$$G' = 2/3 G.$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

III.4. 4 Les différents types de poutrelles

On dispose de deux (02) types de poutrelles représentées ci-dessous :



III.4. 5 Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

Tableau III-15. Les chargements sur les poutrelles.

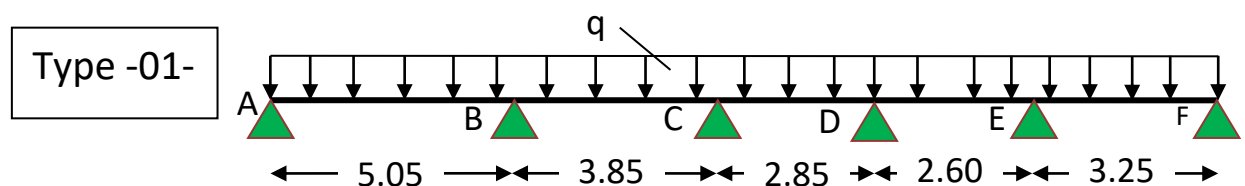
DESIGNATION	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
			P _u	q _u 0.56 × P _u	P _s	q _s 0.56 × P _u
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (20+4)	6,84	1	10.73	6	7.84	4.39
Habitation (du RDC au 5eme)	5,74	1.5	10.00	5.6	7.24	4.05

III.4. 6 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, nous disposons de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

♣ Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire



- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.48 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$ Condition vérifiée.

- Le rapport entre deux (02) travées successives ;

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

$$\frac{5.05}{3.85} = 1.31 > [0.8 ; 1.25] \text{ Condition Non vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$) Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN) Condition vérifiée.

⇒ la 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'étant pas vérifiée ; la méthode appliquée sera ainsi celle de Caquot minorée.

III.4. 7Exemple d'application sur RDC :

La charge permanente $G = 5.74 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (5.74)$$

$$G' = 3.83 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$= 1.35 \times (3.83) + 1.5 \times (1.5)$$

$$P_u' = 7.42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.56 = 7.42 \times 0.56$$

$$\Rightarrow q_u' = 4.15 \text{ KN/m}$$

à L'ELS

$$P_s' = G' + Q ; P_s' = (3.83) + (1.5)$$

$$P_s' = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = P_s' \times 0.56 = 5.33 \times 0.56 \Rightarrow q_s' = 2.98 \text{ KN/m}$$

♣ Calcul des charges revenant aux poutrelles

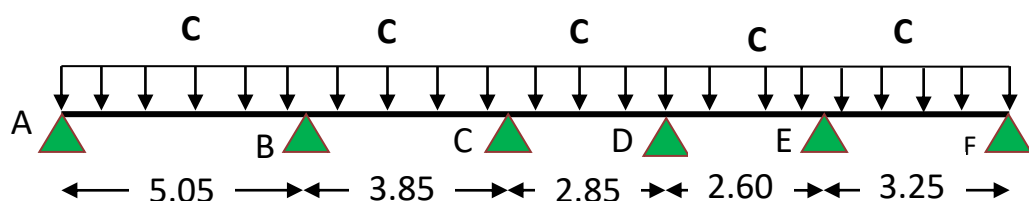
Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

Tableau III-16 : les chargements sur les poutrelles.						
DESIGNATION	G'	Q	ELU $1.35G' + 1.5 Q$		ELS $G' + Q$	
	(KN/m^2)	(KN/m^2)	P_u'	q_u' $0.56 \times P_u'$	P_s'	q_s' $0.56 \times P_s'$
			(KN/m^2)	(KN/m)	(KN/m^2)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (20+4)	4.56	1	7.65	4.28	5.56	3.11
Habitation (du RDC au 5eme)	3.83	1.5	7.42	4.15	5.33	2.98

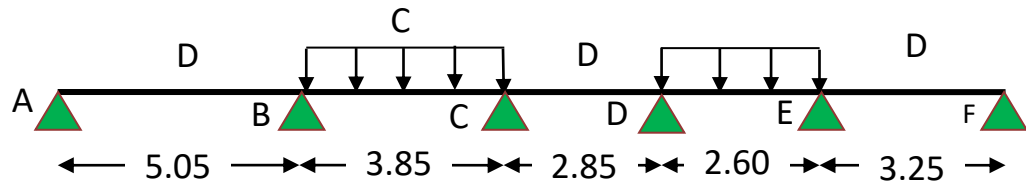
♣ Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

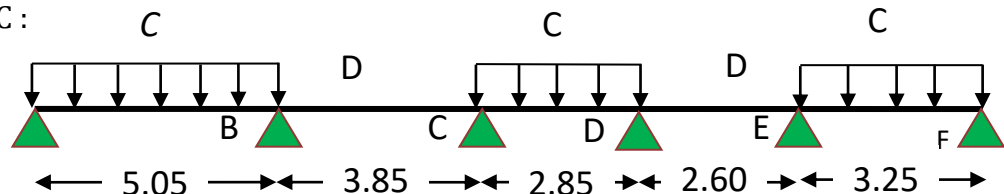
Cas 01 : CCCCC :



Cas 02 : DCDCD:



Cas 03 : CDCDC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

a. Calcul des moments aux appuis

- Appuis intermédiaires

Appui -B-

$$M_B = - \frac{q'_g \times l_g'^3 + q'_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

à ELU : Avec,

$$q'_g = q'_d = 4,28 \text{ KN/m}$$

$$l_g' = l_g = 5,05 \text{ m}$$

$$l_d' = 0,8 l_d = 3,08 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4,28 \times 5,05^3 + 4,28 \times 3,08^3}{8,5 \times (5,05 + 3,08)} \rightarrow M_B = -9,78 \text{ KN.m}$$

à ELS : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3,11 \text{ KN/m}$$

$$l_g' = l_g = 5,05 \text{ m}$$

$$l_d' = 0,8 l_d = 3,08 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{3.11 \times 5.05^3 + 3.11 \times 3.08^3}{8.5 \times (5.05 + 3.08)} \rightarrow M_B = -7.12 \text{ KN.m}$$

Tableau III-17 : moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (RDC)).

Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueurs fictives		Moments (KN.m)	
	$q'_g=q'_d$	$q'_g=q'_d$	l'_g	l'_d	ELU	ELS
B	4.28	3.11	5.05	3.08	-9.80	-7.12
C	4.28	3.11	3.08	2.28	-3.85	-2.80
D	4.28	3.11	2.28	2.08	-2.40	-1.74
E	4.28	3.11	2.08	3.25	-4.093	-2.97

- Appuis des rives :

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15M_0^{AB} ; M_F = 0.15M_0^{EF}$$

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8}$$

$$M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8}$$

Tableau III-18 : moments aux appuis de rive (poutrelle type1 (RDC)).

Appuis	longueur de la travée "l"	la charge transmise "q"		Moments M ₀ (KN.m)		Moments aux Appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	5.05	4.28	3.11	13.64	-9.91	-2.05	-1.49
F	3.25	4.28	3.11	5.65	-4.10	-0.85	-0.62

b. Calcul des moments en travées :

Travée AB : Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$\begin{cases} X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} \times (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{cases}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura à considérer la charge permanente G

à ELU : Soit $q_u = 6 \text{ KN/m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{5.05}{2} - \frac{-2.05 - (-9.8)}{6 \times 5.05} = 2.27 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{6 \times 2.27}{2} \times (5.05 - 2.27) = 18.93 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 18.93 + -2.05 \left(1 - \frac{2.27}{5.05}\right) + \left(-9.8 \times \frac{2.27}{5.05}\right) = 13.43 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

à ELS : Soit $q_s = 4.39 \text{ KN/m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{5.05}{2} - \frac{(-1.49) - (-7.12)}{4.39 \times 5.05} = 2.27 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{4.39 \times 2.27}{2} \times (5.05 - 2.27) = 13.85 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 13.85 + (-1.49) \left(1 - \frac{2.27}{5.05}\right) + \left(-7.12 \times \frac{2.27}{5.05}\right) = 9.83 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit:

Tableau III-19 : Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).				
Travées	$x_0 \text{ (m)}$		Moments en travée $M_t \text{ (KN.m)}$	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	2.27	2.27	13.43	9.83
BC	2,19	2,19	4.50	3.31
CD	1,51	1,51	2.99	2.19
DE	1,19	1,19	1.86	1.37
EF	1,52	1,80	5.54	4.06

Tableau III-20 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).												
CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Cas1	-2.05	-9.8	-3.86	-2.41	-4.10	-0.85	-1.49	-7.12	-2.81	-1.75	-2.98	-0.62
Cas2	-2.87	-8.24	-3.33	-2.14	-3.46	-1.19	-2.10	-6.07	-2.45	-1.57	-2.55	-0.87
Cas3	-2.05	-9.45	-3.65	-2.21	-3.93	-0.85	-1.49	-6.88	-2.66	-1.62	-2.87	-0.62
Ma _{max}	-2.87	-9.8	-3.86	-2.41	-4.10	-1.19	-2.10	-7.12	-2.81	-1.75	-2.98	-0.87

Tableau III-21 : Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Cas1	13.43	4.50	2.99	1.86	5.54	9.83	3.31	2.19	1.37	4.06
Cas2	11.04	5.49	2.53	2.30	5.65	8.2	3.97	1.89	1.66	4.12
Cas3	13.59	3.30	3.20	1.12	4.52	9.94	2.52	2.33	0.86	3.38
Ma_{max}	13.59	5.49	3.20	2.30	5.65	9.94	3.97	2.33	1.66	4.12

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

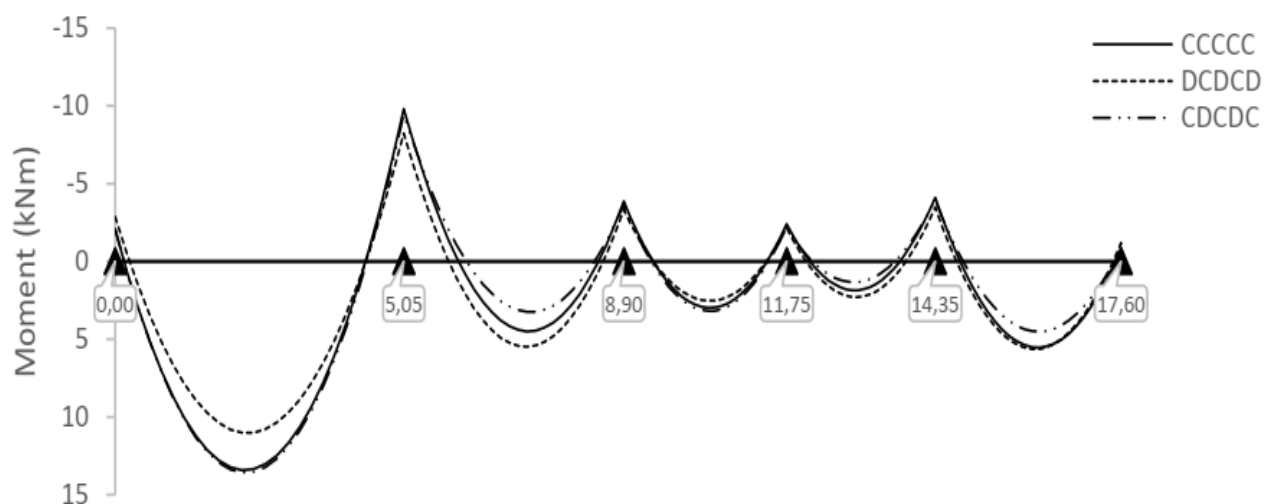
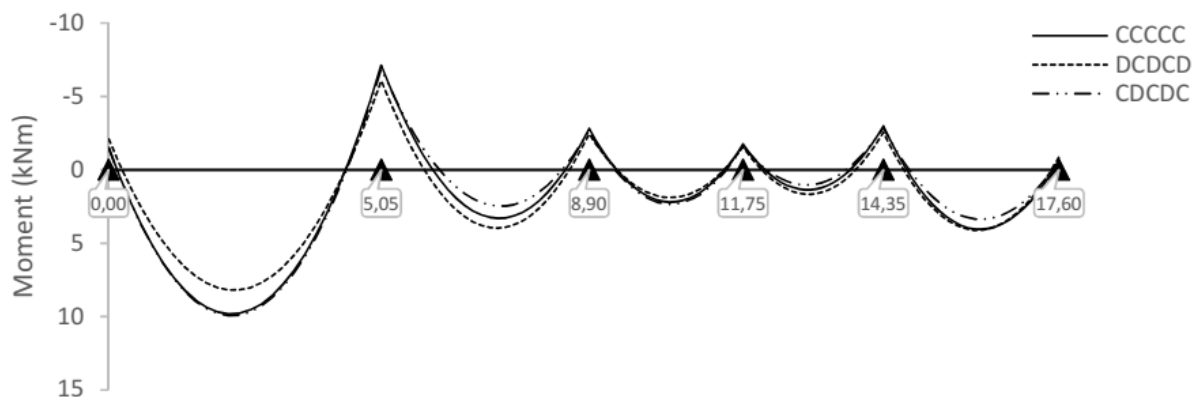
**Figure III-16 : Courbes des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU**

Figure III-17 : Courbe des moments poutrelle type 1 (terrasse) en ELS
A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

♣ **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchants est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB

$$V_A = 6 \times \frac{5.05}{2} - \frac{(-2.87) - (-9.80)}{5.05} = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_A = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -6 \times \frac{5.05}{2} - \frac{(-2.87) - (-9.80)}{5.05} = -16.52 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_B = -16.52 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$V_B = 6 \times \frac{3.85}{2} - \frac{(-9.8) - (-3.86)}{3.85} = 13.09 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_B = 13.09 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -6 \times \frac{3.85}{2} - \frac{(-9.8) - (-3.86)}{3.85} = -10.01 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow V_C = -10.01 \text{ KN.m}$$

Tableau III-22 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 13.78 \text{ KN.m}$; $V_B = -16.52 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 13.09 \text{ KN.m}$; $V_C = -10.01 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 9.07 \text{ KN.m}$; $V_D = -8.06 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 7.31 \text{ KN.m}$; $V_E = -8.46 \text{ KN.m}$
EF	$V_E = 10.77 \text{ KN.m}$; $V_F = -9.07 \text{ KN.m}$

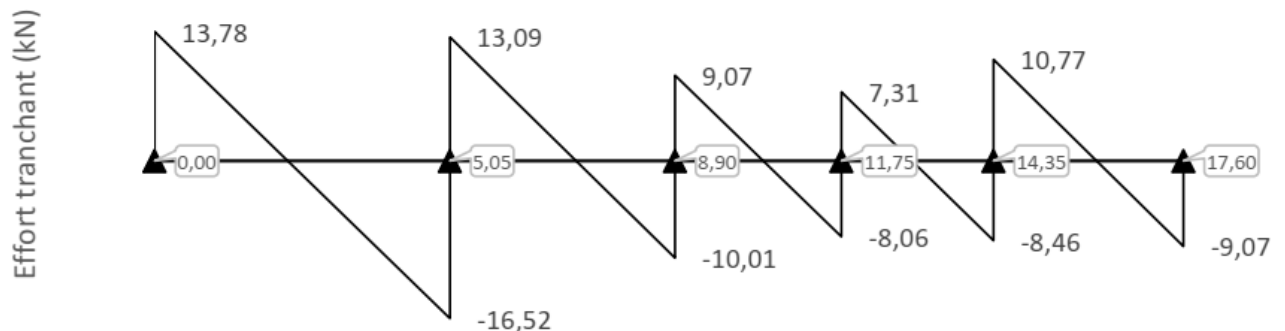
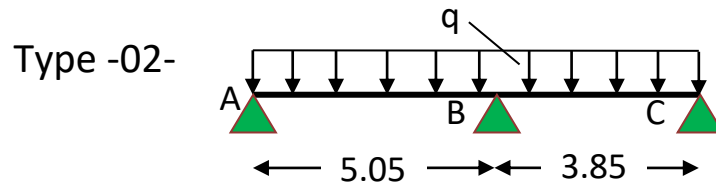
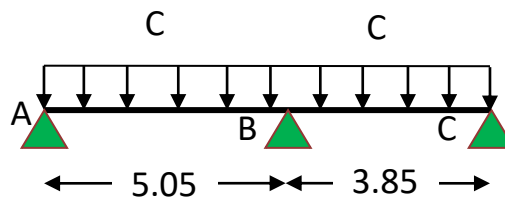
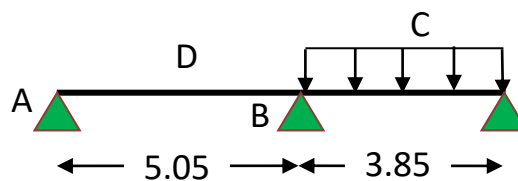
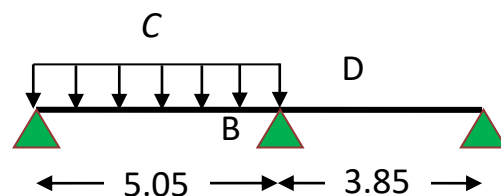


Figure III-18: Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU♣ **Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 02 :****Calcul des moments :**

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

Cas 01 : CC :**Cas 02 : DC:****Cas 03 : CD :**

Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$ En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

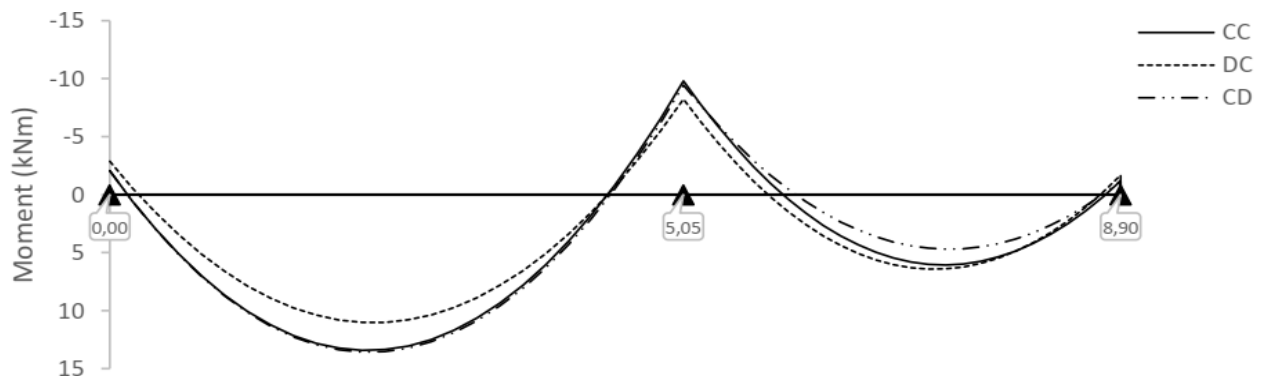
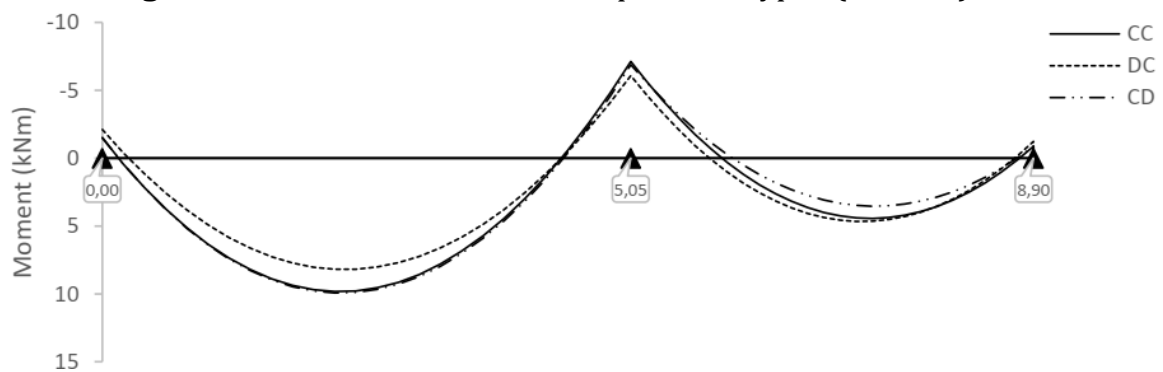
Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe). Les résultats sera résumé dans le tableau 3.10 et 3.11.

Tableau III-23 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	A	B	C	A	B	C
Cas1	-2.05	-9.80	-1.19	-1.49	-7.12	-0.87
Cas2	-2.87	-8.24	-1.67	-2.10	-6.07	-1.22
Cas3	-2.05	-9.45	-1.19	-1.49	-6.88	-0.87
Ma_{max}	-2.87	-9.80	-1.67	-2.10	-7.12	-1.22

Tableau III-24 : Moments sur travées (poutrelle type1 (terrasse)).

CAS	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)	
	AB	BC	AB	BC
Cas1	13.43	6.06	9.83	4.44
Cas2	11.04	6.42	8.20	4.67
Cas3	13.59	4.85	9.94	3.64
Ma_{max}	13.59	6.42	9.94	4.67

**Figure III-19 : Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELU****Figure III-20 : Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELS****Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Les résultats de calcul sont résumés au tableau 3.24 :

Tableau III-25 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 (Terrasse)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 13.78 \text{ KN.m}$; $V_B = -16.52 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 13.78 \text{ KN.m}$; $V_C = -09.32 \text{ KN.m}$

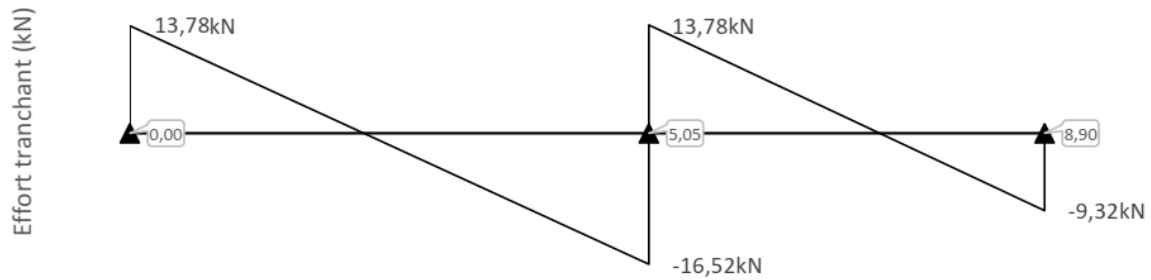


Figure III-21 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type 2 (terrasse) en ELU

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

♣ Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse) [10].

a. Sollicitations maximales

Tableau III-26 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	13.59	9.94
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-9.80	-7.12
Moment en appui de rive (KN.m)	-2.87	-2.10
Effort tranchant (KN)	16.52	/

b. Ferrailage en travée

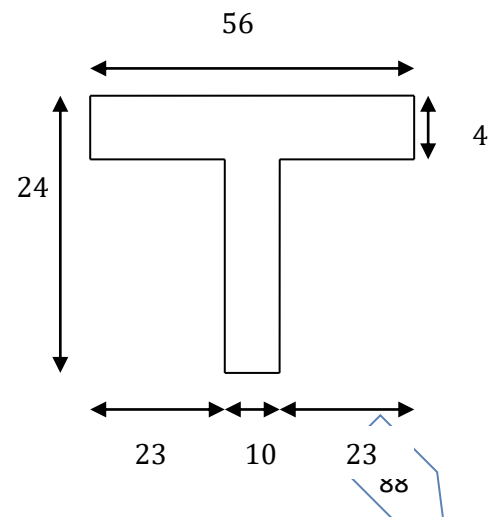
Données : $b = 56 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$;

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 21.6 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU



$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}.$$

♣ **Si** ; $M_u \leq M_{Tu} \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire (b×h).

♣ **Si** ; $M_u > M_{Tu} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans e cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.56 \times 0.04 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 62.34 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 62.34 \text{ KN.m} > M_u = 13.59 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13.59 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.56 \times 0.216^2} = 0.036 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A's = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036})] = 0.046$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.212 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{13.59 \times 10^{-3}}{348 \times 0.212} = 1.84 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :BAEL (Art A.4.2,1) [3]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.56 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.46 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{9.8 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.216^2} = 0.148 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 0.201 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.198 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{9.8 \times 10^{-3}}{348 \times 0.198} = 1.42 \text{ cm}^2$$

• Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.216^2} = 0.043 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 0.055 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.211 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{348 \times 0.211} = 0.39 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.216 \times \frac{2.10}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 1.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Choix des barres

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots \dots A_{au}^{interm} = 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{2 HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots \dots \dots A_{au}^{rive} = 0.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{1 HA10} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 6.85 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où, } \phi_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

♣ Vérifications nécessaires

- Vérifications à l'ELU

a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211[1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 13.78 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} = 0.76 \text{ MPA}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22[1]

L'espacement des armatures transversales S_t est définit par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 100} = 2.66 > 0.4 \text{ MPA} \dots \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

c) Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

• Appui de rive (BAEL A.5.1,312)[1] :

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 16.52 \times 10^{-3} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3 \text{ HA}10 + 1 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1,321)[1]

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9 \times d}$$

donc :

$$\begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$|M_u| = 9.80 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.216 \times 16.52 = 3.21 \text{ KN.m}$ donc les efforts T_u sont négligables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

d) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19.4 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.196 \times 0.10 = 130.66 \text{ KN}$$

$$V_u = 16.52 \text{ KN} \leq 130.66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

e) Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{10 \times 24^2 + (56 - 10) 4^2}{2[10 \times 24 + (56 - 10) 4]} = 7.66 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 24 - 7.66 = 16.34 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

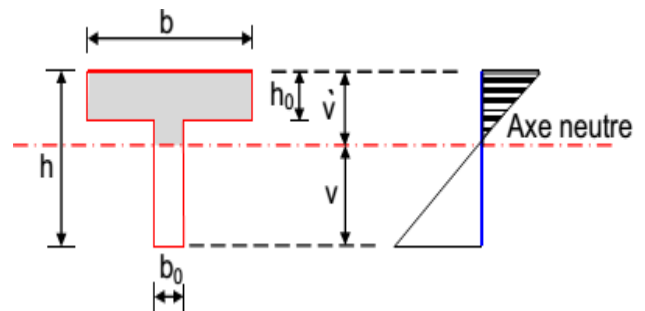
$$I_{Gz} = 10 \frac{24^3}{3} + (56 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 24 + (56 - 10) 4] (7.66)^2$$

$$I_{Gz} = 11383.56 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{11386.56 \times 10^4}{\left(216 - \frac{40}{3}\right) 163.4} \times \frac{2.1}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$



f) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2):

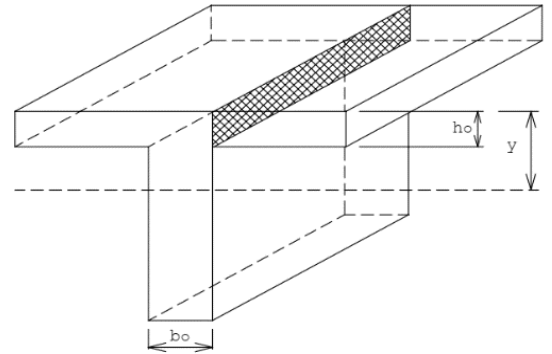
Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 23 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.23 \times 16.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.56 \times 0.04 \times 0.216} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$



$$\tau_1^u = 0.83 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire **(BAEL91 Art. B.6.3)**

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser} : le moment en ELS

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow$ (Contrainte admissible du béton).

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le signe de :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_{sc} (y - d') - n A_{st} (d - y)$$

En remplaçant y par h_0 .

(cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$b \times y \times \frac{y}{2} + n \times A_{sc} \times (y - d') - n \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_{sc} \times (y - d')^2$$

(cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + n \times A_{sc} \times (y - d') - n \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_{sc} \times (y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'intertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$n = 15$

• **en travée :**

$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0^2 - n A_{st}(d - h_0) = -175.04 \Rightarrow f(h_0) < 0$; L'axe neutre est dans la nervure

(cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_t = 9.94 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 4.67 \text{ cm} \\ I = 12047 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$...Vérifie

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui intermédiaire :**

$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0^2 - n A_{st}(d - h_0) = 33.52 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

$$\begin{cases} M_a = -7.12 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \\ y = 3.86 \text{ cm} \\ I = 8484.54 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 3.23 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$...Vérifie

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui de rive :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st}(d - h_0) = 239.44 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

- $\begin{cases} M_a = 2.10 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \\ y = 2.81 \text{ cm} \\ I = 4597.98 \text{ cm}^4 \end{cases}$
- $\sigma_{bc} = 1.28 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$...Vérifie

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-27 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
$y=4.67 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$I=12047 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa}$	

Aux appuis intermédiaires :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-28 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
$y=3.86 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 3.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$I=4597.98 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 3.23 \text{ MPa}$	

Aux appuis de rive :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-29 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
$y=2.81 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
$I=8484.54 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa}$	

c. Vérification de la flèche**- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée "AB" de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 24cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 9.94 \text{ KN.m}$;

Attravée: Section d'armature en travée $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée : $L = 5.05 \text{ m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}} = 14 \text{ KN.m}$

y : position de l'axe neutre = 4.67 cm

I : Inertie de la section = 12047 cm^4

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{9.94}{10 \times 14} ; \frac{1}{16} \right) \times 5.05 \rightarrow h_t = 24 \text{ cm} < 35.85 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 2.26 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 5.05 < 8. \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (B.A.E.L Article B.6.5.3) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{\text{ser}} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1). [2]

$$L = 5.05 - 0.4 = 4.65 \text{ m}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

f_{gvet} : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre+revêtements+cloisons) ;

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{465}{500} = 0.93 \text{ cm} = 9.3 \text{ mm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

On note :

$$g \text{ (total)} = (G \text{ plancher terrasse} + G \text{ cloison} + G \text{ revetement}) = 5.74 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G \text{ plancher} + G \text{ cloison}) = 3.300 + 0.90 = 4.20 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G \text{ Totale} + Q \text{ Totale} = 5.74 + 1.5 = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges**

$$q_j = 0.56 \times 4.20 = 2.35 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.56 \times 5.74 = 3.21 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_p = 0.56 \times 7.24 = 4.054 \text{ KN/ml} ;$$

- **Evaluation des moments**

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant :

$$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times \dot{q} \text{ obtenu par la méthode de Caquot minorée.}$$

q' : la charge répartie minorée ($2/3(q)$)

Tableau III-30 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).		
Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.35 - 0.674 \times 1.56$	$M_j = 3.669 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 3.21 - 0.674 \times 2.14$	$M_g = 5 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 4.054 - 0.674 \times 2.7$	$M_p = 6.32 \text{ KN.m}$

Tableau III-31 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (étage)).		
contrainte correspondante à qj	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 77.34 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à qg	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 105.395 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à qp	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 133.21 \text{ 2MPA}$

- **Caractéristiques de la section**

Position du centre de gravité de la section homogène :

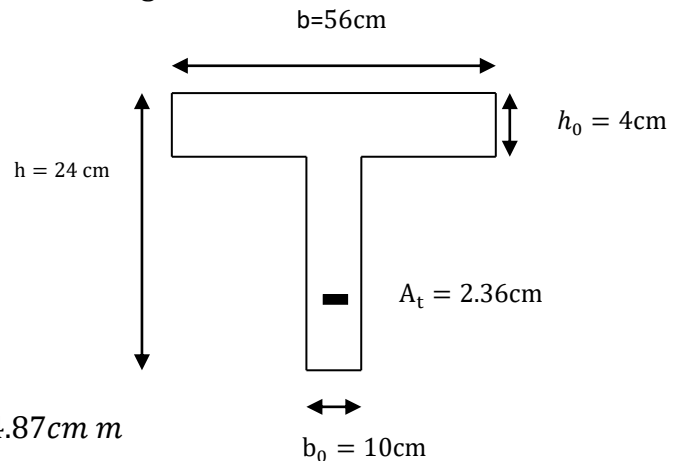
$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h - h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_g = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 4.87 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_g^3}{3} + \frac{b_0(h - y_g)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_g - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_g)^2 + 15A_s(y_g - d)^2$$

$$I_0 = 33618.96 \text{ cm}^4$$



- **Calcul des moments d'inertie fissurés If: (BAELB.6.5.2) [1]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des coefficients λ :**

Les coefficients λ_i et λ_v sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

Le pourcentage d'armature tendue ρ

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 21.6} = 0.0110$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.76 \\ \lambda_v = 1.504 \end{cases}; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.332 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.454 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.538 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-32 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (RDC))		
I correspondant à q_{ji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 16448.21 cm^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 13660.99 cm^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 21975.57 cm^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 12233.64 cm^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39 MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton. Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-33 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher RDC).		
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	1.499 m
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	2.46 mm
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}}$	4.58mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	3.4715.15mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	4.09mm
f admissible	$\frac{l}{500}$	9.3 mm

$$\Delta f = 4.07 \text{ mm} < f_{\text{admissible}} = 9.3 \text{ mm}$$

Commentaire : la flèche est vérifiée ;

III.4. 8La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423)[1]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

✓ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$),

✓ $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A \perp = \frac{4 \times 56}{500} = 0.448 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \emptyset \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A \perp = 5\emptyset 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \text{CV}$

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} \Rightarrow A \parallel = \frac{0.62}{2} = 0.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 4 = 0.37 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 4$ (20/20).

Plancher à corps creux (20+4)

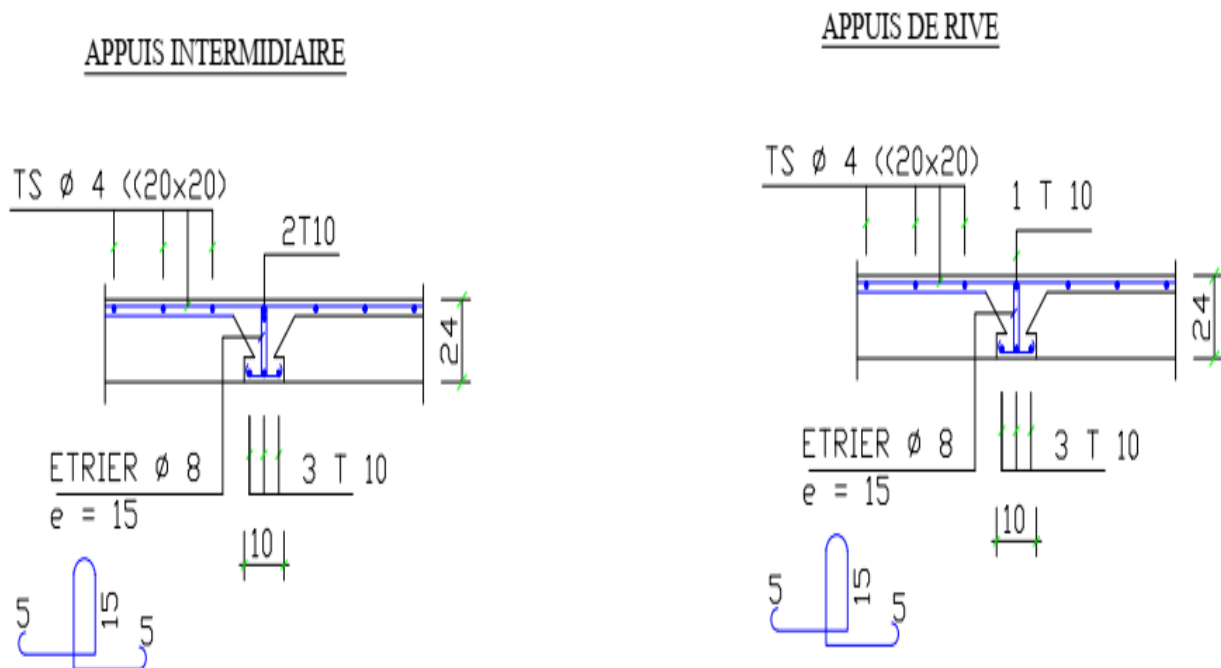


Figure.III.22 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.4. 9 Etude des planchers à dalle pleine

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles. Nous appellerons panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé. Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons
- Charges d'exploitation « Q » sont importantes.
- Longueurs de travées importantes.
- Géométrie de la dalle est complexe.

III.4. 9.1 Calcul des dalles pleines

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension,

Notée ρ tel que : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Avec,

l_x : la plus petite dimension du panneau (entre nus d'appui).

l_y : la plus grande dimension du panneau (entre nus d'appui). Nous notons également,

Si : $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

a. Calcul des dalles D1

Cas°1 : dalles reposant sur 3 appuis ont une portée :

$$D1 \begin{cases} l_x = 1.10 \text{ m} \\ l_y = 2.55 \text{ m} \end{cases}$$

- **Caractéristiques de la dalle :**

$$\begin{cases} G = 5.29 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} ; \rho = 0.43 \end{cases}$$

- **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.10}{2.55} = 0.431 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

- **Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 (méthode de Pigeaud $0.4 < \alpha < 1$) : des règles **BAEL91mod 99[1]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu.$$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque (Pigeaud) de calcul des dalles rectangulaire [1].

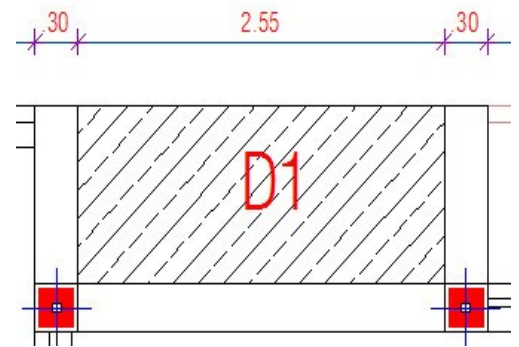


Figure III-23:dalle sur trois appuis D1

$$\rho = 0.431 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.106 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 1.59 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.40 \text{ KN/ml}$$

- Moments en travées (panneau considéré continue au-delà de ses appuis):

$$M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 1.59 = 1.192 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 0.40 = 0.30 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 \times 1.59 = 0.795 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

❖ Calcul du ferraillage à l'ELU

Le ferraillage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire $b \times e$ (b) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL en Annexe n° 2. $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

- ❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-34 : Ferraillage de la dalle									
	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	1.192	0.005	0,006	12.96	0.26	1.57	4T8	2
	y-y	0.30	0,001	0,002	12.98	0.07	1.57	4T8	2
Appuis	x-x	0.795	0,003	0,004	12.97	0.18	1.57	4T8	2
	y-y								

a) Espacement :

- ✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}) \dots \dots \dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}) \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

- ✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}) \dots \dots \dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}) \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité :

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e= 15 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.54 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.431 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 7.31 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 4.54 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 7.31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{7.31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ A l'ELS

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.431 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.108 \\ \mu_y = 0.307 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 1.16 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.36 \text{ kN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{\text{tx}} = 0.75 M_x = 0.87 \text{ kN.m} \\ M_{\text{ty}} = 0.75 M_y = 0.27 \text{ kN.m} \\ M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0.5 M_x = 0.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

a. État limite d'ouverture de fissure

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st}

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-35 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	(x-x)	0.87	2	2.51	3828.3	0.57	vérifiée
	(y-y)	0.27	2	2.51	3828.3	0.177	
Appuis		0.58	2	2.51	3828.	0.38	

• Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D1), nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Tableau III-36 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	(x-x)	0.87	2.51	3828.3	35.75	201.63	vérifiée
	(y-y)	0.27	2.51	3828.3	11.098	201.63	
Appuis		0.58	2.51	3828.	28.84	201.63	

a. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1)[1]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (C..V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (C.V) \\ 3: L = 1.1 < 8m \dots \dots \dots (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=0.87\text{KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t= 2\text{cm}^2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens x.x) : $L=1.1\text{m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser (x.x)}}= 1.16 \text{ KN.m}$

Donc la flèche est vérifiée.

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{255} = 0.058 < \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (C. N. V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (C.V) \\ 3: L = 2.55 < 8m \dots \dots \dots (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=0.27\text{KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t= 2\text{cm}^2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens y.y) : $L=2.55\text{m}$; (cas plus défavorable)

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser (y.y)}}= 0.36 \text{ KN.m}$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$y_g = 7.60\text{cm} ; I_0 = 29014.705\text{cm}^4 \Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 13.65 \\ \lambda_v = 5.46 \end{cases}$$

q_j (KN/m)	$M_{jser}(KN.m)$	$I_{fj}(cm^4)$	$\sigma_j(MPA)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
3.75	2.58	31916.17	106.14	0	0.017
q_g (KN/m)	$M_{gser}(KN.m)$	$I_{fg}(cm^4)$	$\sigma_g(MPA)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
5.29	3.64	31916.17	149.75	0	0.017
q_p (KN/m)	$M_{pser}(KN.m)$	$I_{fp}(cm^4)$	$\sigma_p(MPA)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
8.79	6.058	31916.17	249.23	0	0.017
q_g (KN/m)	$M_{gser}(KN.m)$	$I_{fgv}(cm^4)$	$\sigma_{gv}(MPA)$	μ_g	$f_{gv}(mm)$
5.29	3.64	31916.17	149.75	0	0.051

La dalle travaille en deux sens donc :

$$M_{jser} = \mu_x q_{jser} L_y^2 = 0.106 \times 3.75 \times 2.55^2 = 2.58 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{gser} = \mu_x q_{gser} L_y^2 = 0.106 \times 5.29 \times 2.55^2 = 3.64 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{pser} = \mu_x q_{pser} L_y^2 = 0.106 \times 8.79 \times 2.55^2 = 6.058 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I} ; \sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$$

$$\sigma_j = \frac{15 \times 2.58(13 - 2.5)}{3828.3} = 106.14 \text{ MPA}$$

$$\mu_j = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 106.14 + 2.1} \right] \end{array} \right\} = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = 1.10 \times I_0 = 1.10 \times 29014.705 = 31916.17 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{0.27 \times 2.55^2}{10 \times 32164.2 \times 31916.17} = 0.017 \text{ mm}$$

Il faut que :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{(BAEL B.6.5.2,B.6.5.3)} [1]$$

$$\Delta f = (0.051 - 0.017) + (0.017 - 0.017)$$

$$= 0.034 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{255}{500} = 5.10 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

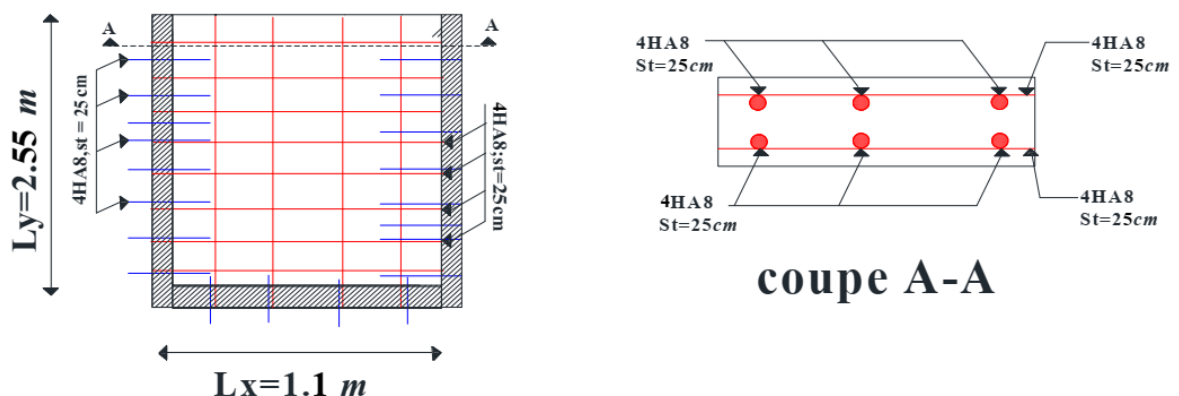


Figure III-24 : Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (3 Appuis)

b. Calcul des dalles D2

Cas°2 : dalles reposant sur 2 appuis ont une portée : D1 $\begin{cases} l_x = 1.10 \text{ m} \\ l_y = 2.60 \text{ m} \end{cases}$

- **Caractéristiques de la dalle :**

$$\begin{cases} G = 5.29 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Evaluation des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$q_u = 1,35 G + 1.5 Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{260} = 0.423 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans}$$

les deux sens

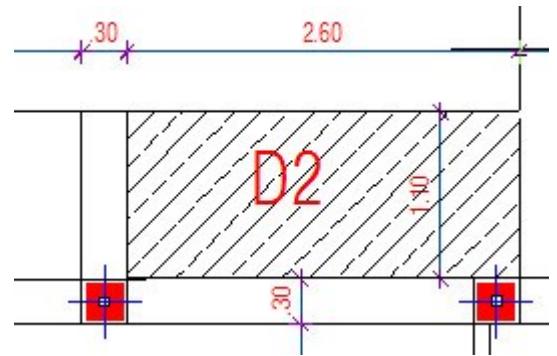


Figure III-25: dalle sur deux appuis D2

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 (méthode de Pigeaud $0.4 < \alpha < 1$) : des règles **BAEL91mod 99** [1] :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } v.$$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque (Pigeaud) de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0.423 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.107 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 1.61 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.40 \text{ KN/ml}$$

- Moments en travées (panneau de rive):

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 1.59 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 0.40 = 0.34 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis (appuis de rive): :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 0,3 \times 1.59 = 0.477 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

❖ **Calcul du ferraillage à l'ELU**

Le ferraillage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire $b \times e$ (b) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL en Annexe n° 2.

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{ cm}$; $d = 13\text{ cm}$

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Tableau III-37 : Ferraillage de la dalle									
	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	1.35	0.006	0,007	12.96	0.3	1.57	4T8	2
	y-y	0.34	0,001	0,002	12.98	0.08	1.57	4T8	2
Appuis	x-x	0.477	0,002	0,002	12.98	0.11	1.57	4T8	2
	y-y								

d) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

e) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$

$h=e=15\text{ cm}$ $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.546\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.423 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.546 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.546 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

f) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 7.38 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 4.54 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 7.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{7.31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.0567 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.423 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.109 \\ \mu_y = 0.30 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 1.17 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.35 \text{ kN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{\text{tx}} = 0.85 M_x = 0.99 \text{ kN.m} \\ M_{\text{ty}} = 0.85 M_y = 0.297 \text{ kN.m} \\ M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0.3 M_x = 0.105 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- État limite d'ouverture de fissure

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st}

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d-y)^2 + nA_{st}(d-y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-38 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	(x-x)	0.99	2	2.51	3828.3	0.57	vérifiée
	(y-y)	0.297	2	2.51	3828.3	0.194	
Appuis		0.105	2	2.51	3828.	0.068	

- Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment (dalle D1), nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Tableau III-39 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS							
		M _{ser} (KN. m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ≤ σ _{st}
Travée	(x-x)	0.99	2.51	3828.3	40.69	201.63	vérifiée
	(y-y)	0.297	2.51	3828.3	12.21	201.63	
Appuis		0.105	2.51	3828.	4.32	201.63	

Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [1]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots \dots (C..V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3: L = 1.1 < 8m (C.V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=0.99\text{KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t= 2\text{cm}^2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens x.x) : $L=1.1\text{m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser (x.x)}}= 1.17 \text{ KN.m}$

Donc la flèche est vérifiée.

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{260} = 0.057 < \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots \dots (C. N. V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (C. V) \\ 3: L = 2.60 < 8m \dots \dots \dots (C. V) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=0.297\text{KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t= 2\text{cm}^2 \text{ cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens y.y) : $L=2.60\text{m}$; (cas plus défavorable)

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser (y.y)}}= 0.35 \text{ KN.m}$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :
le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$y_g = 7.60\text{cm} ; I_0 = 29014.705\text{cm}^4 \Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 13.65 \\ \lambda_v = 5.46 \end{cases}$$

$q_j(\text{KN/m})$	$M_{j \text{ ser}}(\text{KN.m})$	$I_{fj}(\text{cm}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji}(\text{mm})$
3.75	2.76	31916.17	113.54	0	0.017
$q_g(\text{KN/m})$	$M_{g \text{ ser}}(\text{KN.m})$	$I_{fg}(\text{cm}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi}(\text{mm})$
5.29	3.89	31916.17	160.038	0	0.017
$q_p(\text{KN/m})$	$M_{p \text{ ser}}(\text{KN.m})$	$I_{fp}(\text{cm}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi}(\text{mm})$
8.79	6.47	31916.17	266.18	0	0.017
$q_g(\text{KN/m})$	$M_{g \text{ ser}}(\text{KN.m})$	$I_{fgv}(\text{cm}^4)$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv}(\text{mm})$
5.29	3.89	30903.76	160.038	0.006	0.06

La dalle travaille en deux sens donc :

$$M_{jser} = \mu_x q_{jser} L_y^2 = 0.109 \times 3.75 \times 2.60^2 = 2.76 \text{ KN. m/ml}$$

$$M_{gser} = \mu_x q_{gser} L_y^2 = 0.109 \times 5.29 \times 2.60^2 = 3.89 \text{ KN. m/ml}$$

$$M_{pser} = \mu_x q_{pser} L_y^2 = 0.109 \times 8.79 \times 2.60^2 = 4.75 \text{ KN. m/ml}$$

$$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I} ; \sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$$

$$\sigma_j = \frac{15 \times 2.76(13 - 2.5)}{3828.3} = 113.54 \text{ MPA}$$

$$\mu_j = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0015 \times 113.54 + 2.1} \right] \end{array} \right\} = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = 1.10 \times I_0 = 1.10 \times 29014.705 = 31916.17 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{0.297 \times 2.60^2}{10 \times 32164.2 \times 31916.17} = 0.017 \text{ mm}$$

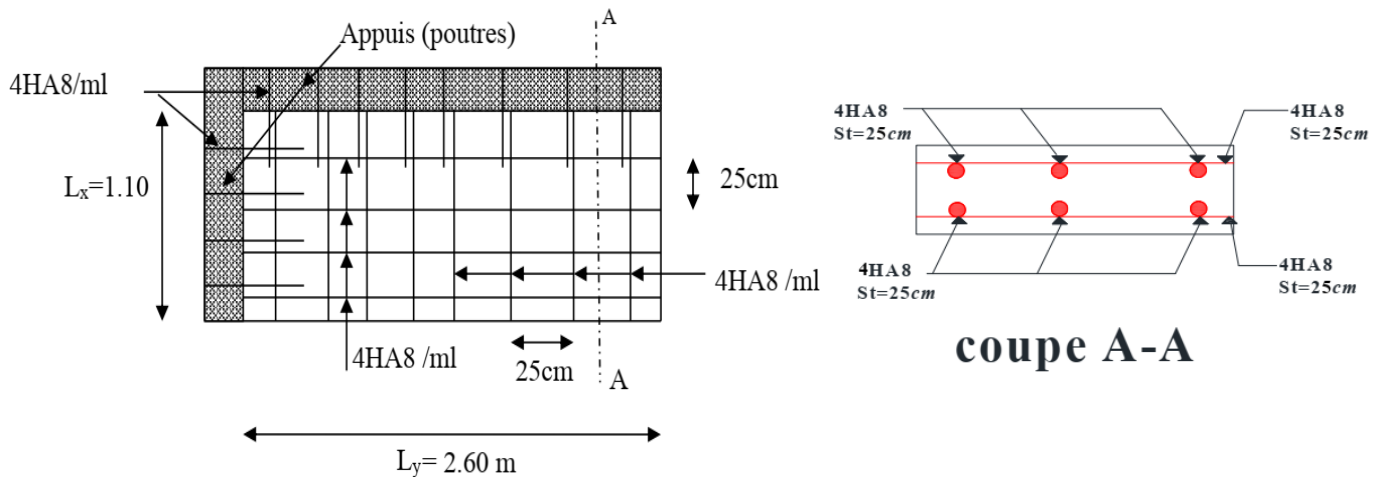
Il faut que :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B. 6. 5. 2, B. 6. 5. 3) [1]}$$

$$\Delta f = (0.06 - 0.017) + (0.017 - 0.017)$$

$$= 0.043 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{260}{500} = 5.20 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.



c. Calcul des dalles D3

Cas°2 : dalles reposant sur 2 appuis ont une portée : D3 $\begin{cases} l_x = 1.10 \text{ m} \\ l_y = 2.825 \text{ m} \end{cases}$

- Caractéristiques de la dalle :

$$\begin{cases} G = 5.29 \text{ KN/m}^2 & ; & Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Evaluation des charges

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

Figure III-26 : Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (2 Appuis)

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ KN/ml}$$

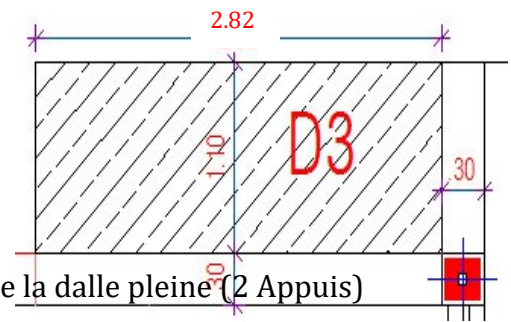


Figure III-27 : dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{2.825} = 0.38 < 0.4$$

$\Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

Remarque : Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple. Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

- Calcul des moments :

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles en console se fait comme suit (Calcul de RDM)

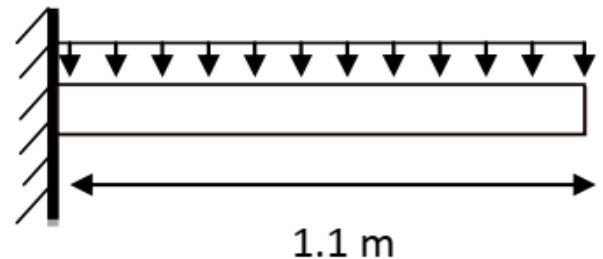


Figure III-28 : Schéma statique du panneau D3

$$M_0^x = \frac{q l_x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^x = 7.49 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^x = 5.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = q_u l = 12.39 \times 1.1 = 13.63 \text{ KN}$$

- Calcul du ferrailage

Le panneau soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-40 : Ferrailage de balcon					
Désignation	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{ cm })$	$A_{cal}(\text{ cm}^2)$
Travée	7.49	0.031	0.04	12.79	1.68

• Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)[1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$\text{Donc : } A_{s1} = 1.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2 \text{ cm}^2.$$

• Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}).\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}).\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h.33\text{cm}).\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h.45\text{cm}).\dots\dots cv \end{cases}$$

• Les armatures de répartition

Comme la dalle travaille suivant un seul sens, qui est le sens le plus défavorable, il n'y a pas lieu de calculer le ferrailage, cependant nous devons mettre des armatures de répartition comme suit :

dalle soumise à des charges réparties

$$A_y^x = \frac{A_x^1}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)[1]**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.63}{1000 \times 130} = 0.104 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.104 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.79 \text{ KN/ml}$$

- **État limite d'ouverture de fissure**

La dalle D3 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st}

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie ; n = 15

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-41 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS					
$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
5.31	2	2.51	3828.3	3.48	vérifiée

- Vérification des contraintes dans les aciers à l'ELS

Les vérifications se font comme pour les dalles calculées précédemment (dalle D1 et D2), nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Tableau III-42 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS					
$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
5.31	2.51	3828.3	218.25	201.63	CNV

On doit recalculer la section des aciers (A_s) en ELS :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + n \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d = 0.527 \times 13 = 6.85 \text{ cm}$$

$$z = d(1 - \bar{\alpha}/3) = 0.527 \times 13 = 10.71 \text{ cm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 5.31 < M_{rsb} = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.31}{10.71 \times 201.63} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A^x_1 = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

$$A^y_t = \frac{A^x_1}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{T}8 = 2 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 25 cm.}$$

- Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [1]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.13 > \max \left[\frac{M_t}{10 M_o}, \frac{1}{16} \right] = 0.1 \dots \dots \dots (\text{C.V}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.00188 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ 3: L = 1.1 < 8m (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=5.31\text{KN.m}$;

A_t travée: Section d'armature en travée $A_t= 2.45\text{cm}^2$;

L : longueur de la travée considérée (selon sens x.x) : $L_x=1.10\text{m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}}(y,y)= 5.31 \text{ KN.m}$

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

III.4. 10 Etude des balcons :

III.4. 10.1 Définition :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, le calcul du balcon se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites).

Dans notre cas le balcon est une dalle pleine encastrée dans une poutre donc il sera calculé comme une poutre console

III.4. 10.2 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} G = 5.29 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.39 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.39 \times 0.35^2}{2} = 0.58 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l = 12.39 \times 0.35 = 4.33 \text{ KN}$$

❖ ELS

$$q_s = G + Q = 8.79 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{2} = \frac{8.79 \times 0.35^2}{2} = 0.54 \text{ KN.m}$$

III.4. 10.3 Ferrailage :

❖ ELU :

Le balcon soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

Tableau récapitulatif des résultats :

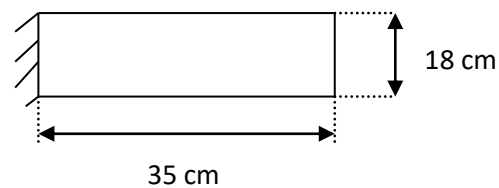


Figure III-29 : schéma d'un balcon.

Tableau III-43 : Ferrailage de balcon					
Désignation	M _U (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ²)
Travée	0.58	0.002	0.003	12.98	0.13

- **Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)[1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2 ; \text{ donc : } A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$\text{Donc : } A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2 \text{ cm}^2.$$

- **Les armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20 cm.}$$

III.4. 10.4 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)[1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{4.33}{1000 \times 130} = 0.033 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau_u = 0.033 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4. 10.5 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{c28}$$

- **La position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d') A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie ; n = 15

$$\sigma_{bc} = \frac{0.54 \times 2.51}{3828.3} = 0.35 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-44 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS					
$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
0.54	2	2.51	3828.3	0.35	vérifiée

b. Etat limite d'ouverture de fissure

La contrainte de traction dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

La fissuration est préjudiciable :

c. Vérification des contraintes dans les aciers à l'ELS

Les vérifications se font comme pour les dalles calculées précédemment, nous aurons :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \eta = 1.6, f_e = 400, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau III-45 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS					
$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
0.54	2.51	3828.3	22.19	201.63	C.V

Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [1]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{35} = 0.428 > \max \left[\frac{M_t}{10 M_o}, \frac{1}{16} \right] = 0.1 \dots \dots \dots (\text{C.V}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2}{100 \times 13} = 0.009 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ 3: L = 0.35 < 8m (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

h_t : épaisseur de la dalle = 15cm ;

$M_{x_t ser}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{x_t ser} = 0.54 \text{ KN.m}$;

A_t travée : Section d'armature en travée $A_t = 2 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée (selon sens x.x) : $L_x = 0.35\text{m}$;

$M_{x0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{x0 \text{ ser}}(y,y) = 0.54 \text{ KN.m}$

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

III.4. 10.6 Schéma de ferrailage

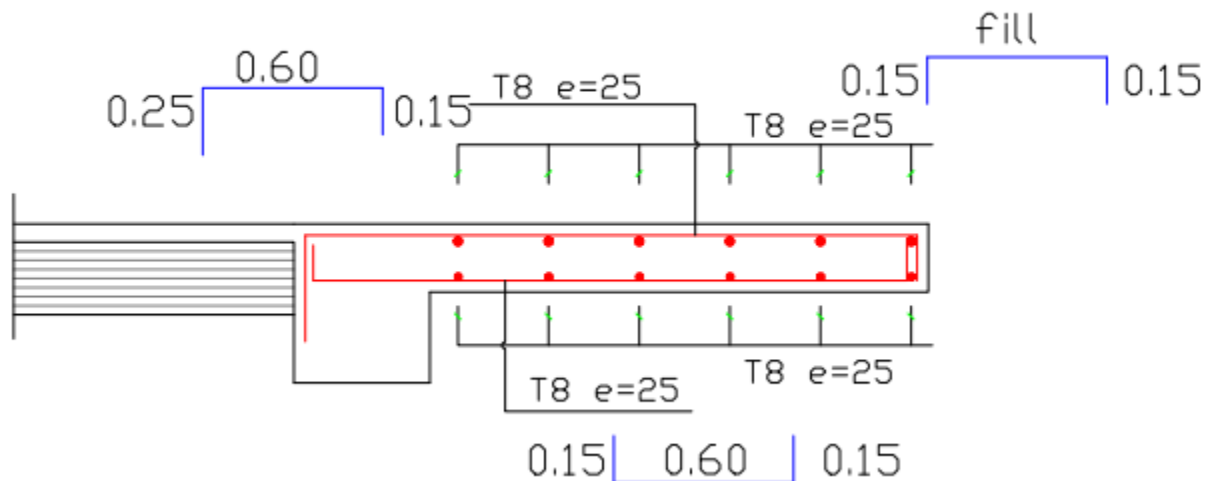


Figure III-30 : Schéma de ferrailage typique de la dalle pleine (cas balcon)

III.5 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.2.1. Présentation du logiciel de calcul

SAP 2000 V20 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il 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 construction métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite

considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, la figure suivante montre la modélisation de notre projet avec le logiciel SAP2000.

L'interface graphique facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

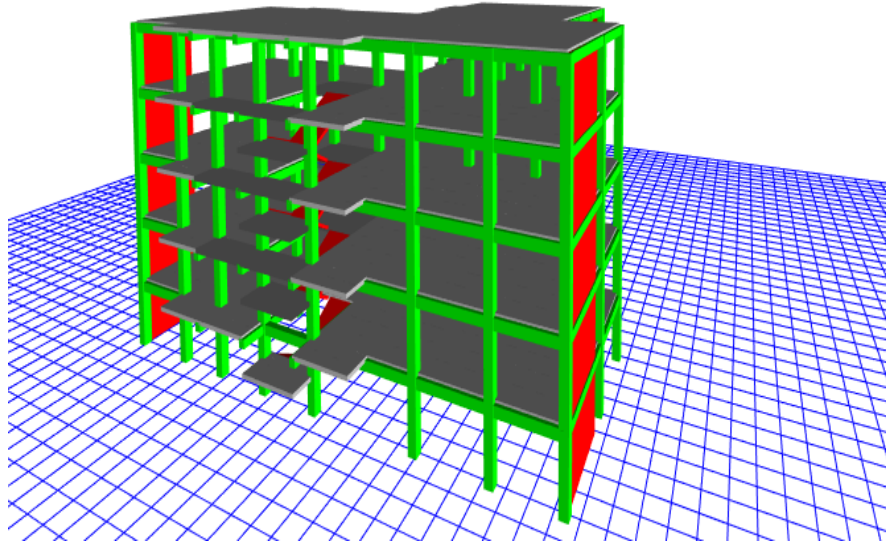


Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000 V20.

IV.2.2. Présentation du modèle de calcul

♣ Types des éléments finis :

- Éléments finis linéiques = 2612;
- Éléments finis surfaciques = 7664;
- Éléments finis volumiques = 0.

♣ Description de la structure :

- Nombre de nœuds = 8998 ;
- Nombre de degrés de libertés des masses = 11180;
- Nombre de degrés de libertés de rigidité (DDL) = 53040.
- Nombre de degrés de libertés totale (DDL) = 53040.

♣ Méthodes utilisées pour le calcul dynamique

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

En ce qui concerne notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées (notre structure est considérée irrégulière), alors cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2 (RPA99/version2003). Malgré ça et pour des objectifs de cette étude donc on a utilisé une autre méthode qui est la méthode modèle spectrale. Néanmoins, nous allons calculer au premier lieu l'effort sismique à la base avec la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

IV.2.3. La méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent. Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul représenté ci-dessus. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Spectre de réponse de calcul (*Article 4.3.3 P45*) [3].

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

Avec,

A : coefficient d'accélération de zone (*tableau 4.1*) [3]

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) : $\eta =$

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [3].

R : coefficient de comportement de la structure (*tableau 4.3*) [3]

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (*tableau 4.7*) [3]

Q : facteur de qualité (*tableau 4.4*) [3]

IV.2.3.1. Détermination des paramètres du spectre :

♣ Détermination du coefficient d'accélération de la zone (A) (tableau 4.1 P37) [3]

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III (Chlef)} \end{cases} \rightarrow A = 0.25$

♣ Détermination du coefficient de comportement global de la structure (R). (Tableau 4.3 P38-39) [3].

On supposant que notre système de contreventement est un système Mixte portiques/voiles avec interaction. Alors $\rightarrow R = 5$.

♣ Détermination du facteur de qualité (Q).

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Formule 4.4 P 39) [3]. Avec, P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (Tableau 4.4 P41) [3]. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau. IV.1 : Valeur de facteur de qualité.				
Critère q	Observé	P_{qx}	observé	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
$Total \sum_1^6 P_q$	1.15		1.15	
$Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$	$Q_x = 1.15$		$Q_y = 1.15$	

♣ Détermination des périodes T_1 et T_2

T_1, T_2 représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. (Tableau 4.7 P45) [3].

Tableau. IV.2 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .				
Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S_3) : $T_1 = 0.15s$ & $T_2 = 0.50s$.

♣ Détermination du facteur de correction d'amortissement η

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) :

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2)[3]. $\Rightarrow \xi = 8.5$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7$$

Donc $\eta = 0,816$.

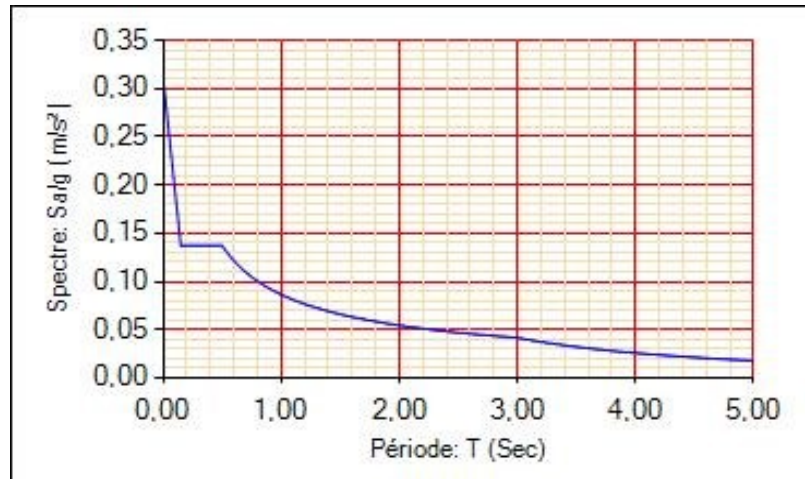


Figure IV-2 : Spectre de réponse de la structure

IV.2.4.Modélisation de la structure

Le spectre de réponse étant intégré dans le logiciel SAP 2000 V20 avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone III.
- Groupe d'usage2.
- Facteur de la qualité de la structure ($Q_x=Q_y=1.15$)
- Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- Site meuble : S3.

Le spectre de réponse étant intégré dans le logiciel SAP 2000 V20 avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone III.
- Groupe d'usage2.
- Facteur de la qualité de la structure ($Q_x = Q_y = 1.15$)
- Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- Site meuble : S3.

IV.2.4.1. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003(Article 3.4.4.a P27) [3].

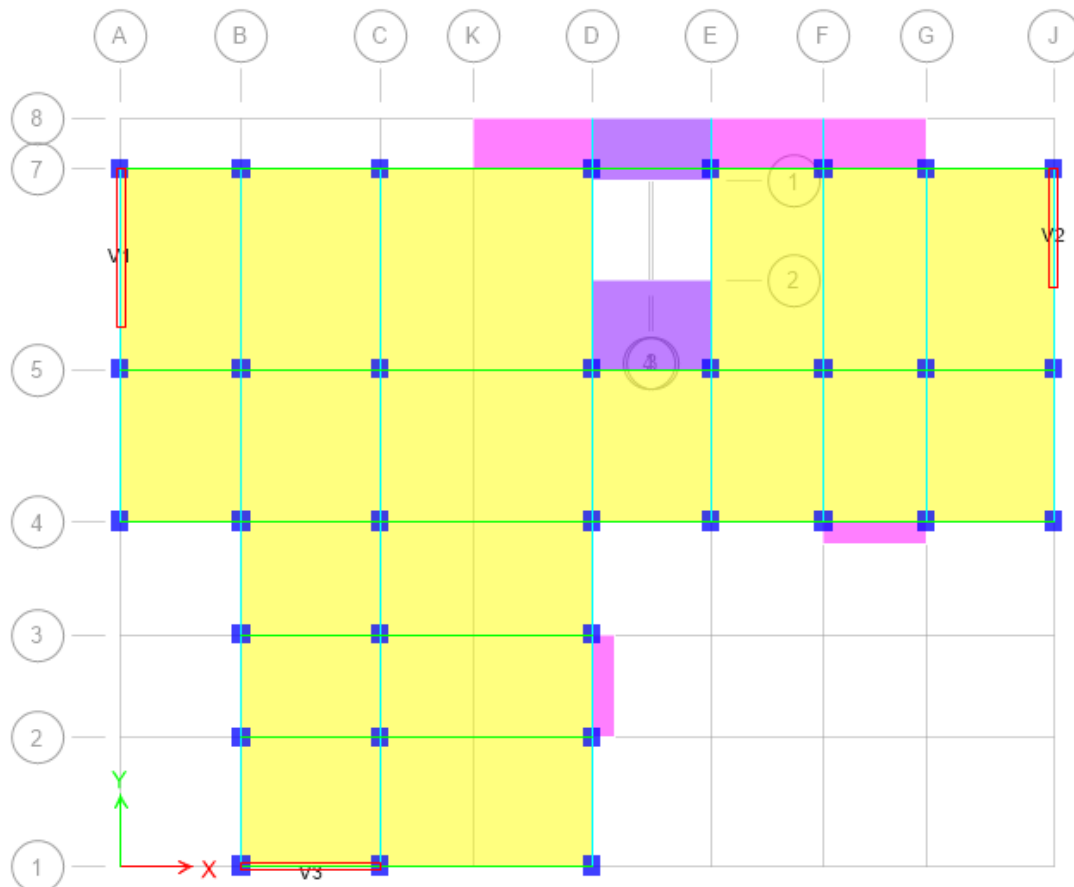


Figure IV-3 : Disposition des voiles.

IV.2.4.2. Modes de vibration et taux de participation des masses

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au 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.

(Article 4.3.4 P45-46) [3].

Le tableau suivant illustre les résultats des douze premiers modes de vibration obtenus :

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Période	UX(%)	UY(%)	Sum UX(%)	Sum UY(%)	RZ(%)	Sum RZ(%)
	sec						
1	0,459	69,45	2,12	69,45	2,12	0,76	5,69
2	0,382	3,27	70,22	72,72	72,35	25,84	6,95
3	0,265	3,69	2,61	76,41	74,96	0,82	73,22
4	0,135	13,95	0,33	90,36	75,29	0,95	74,14
5	0,101	0,7	16,78	91,07	92,07	47,7	74,32
6	0,069	4,51	0,14	95,58	92,21	0,34	74,64
7	0,063	1,6	0,55	97,18	92,76	1,56	92,58
8	0,048	0,28	4,7	97,46	97,46	13,22	92,72
9	0,046	1,26	0,24	98,72	97,7	0,67	92,93
10	0,037	0,33	0,002886	99,05	97,7	0,01	92,96
11	0,032	0,001467	1,51	99,05	99,21	5,3	93,04
12	0,03	0,42	0,0006989	99,47	99,21	0,003549	97,83
13	0,026	0,01	0,24	99,48	99,45	0,81	97,84
14	0,026	0,06	0,003484	99,55	99,45	0,01	97,86
15	0,025	0,01	0,08	99,56	99,53	0,28	97,86

a) Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,464$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 5 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

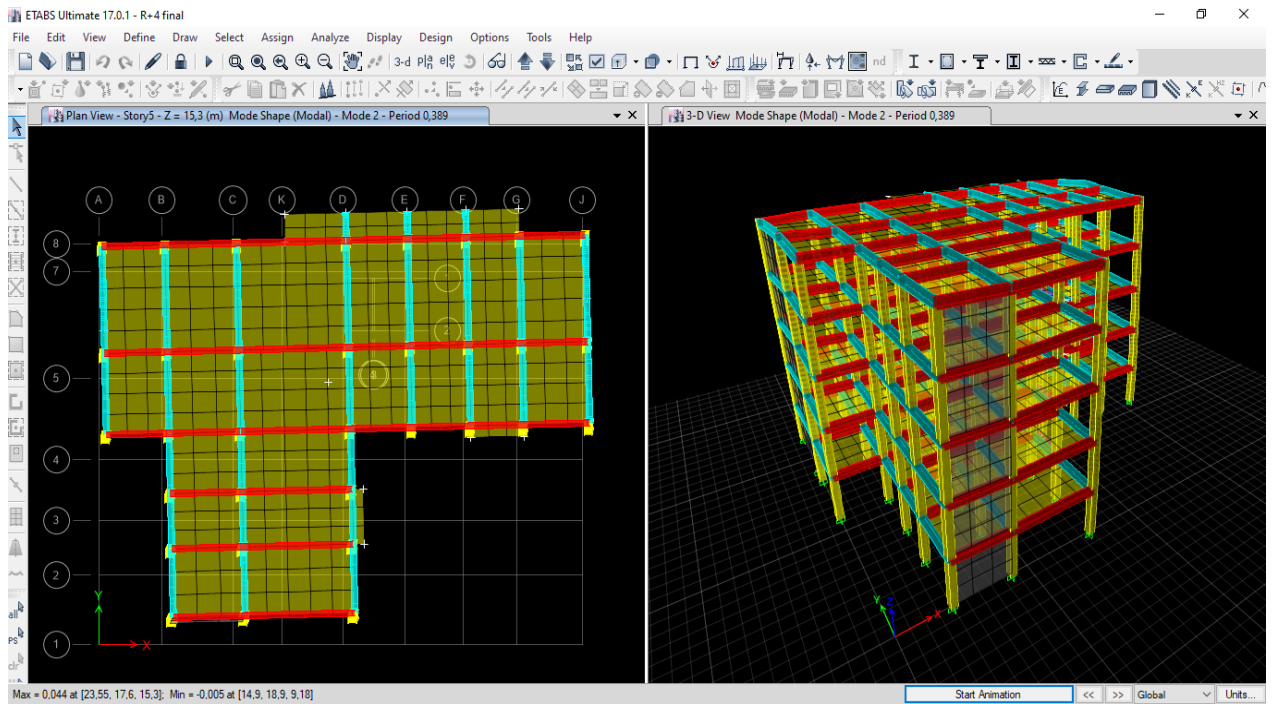


Figure IV-4 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe y) T1= 0.464

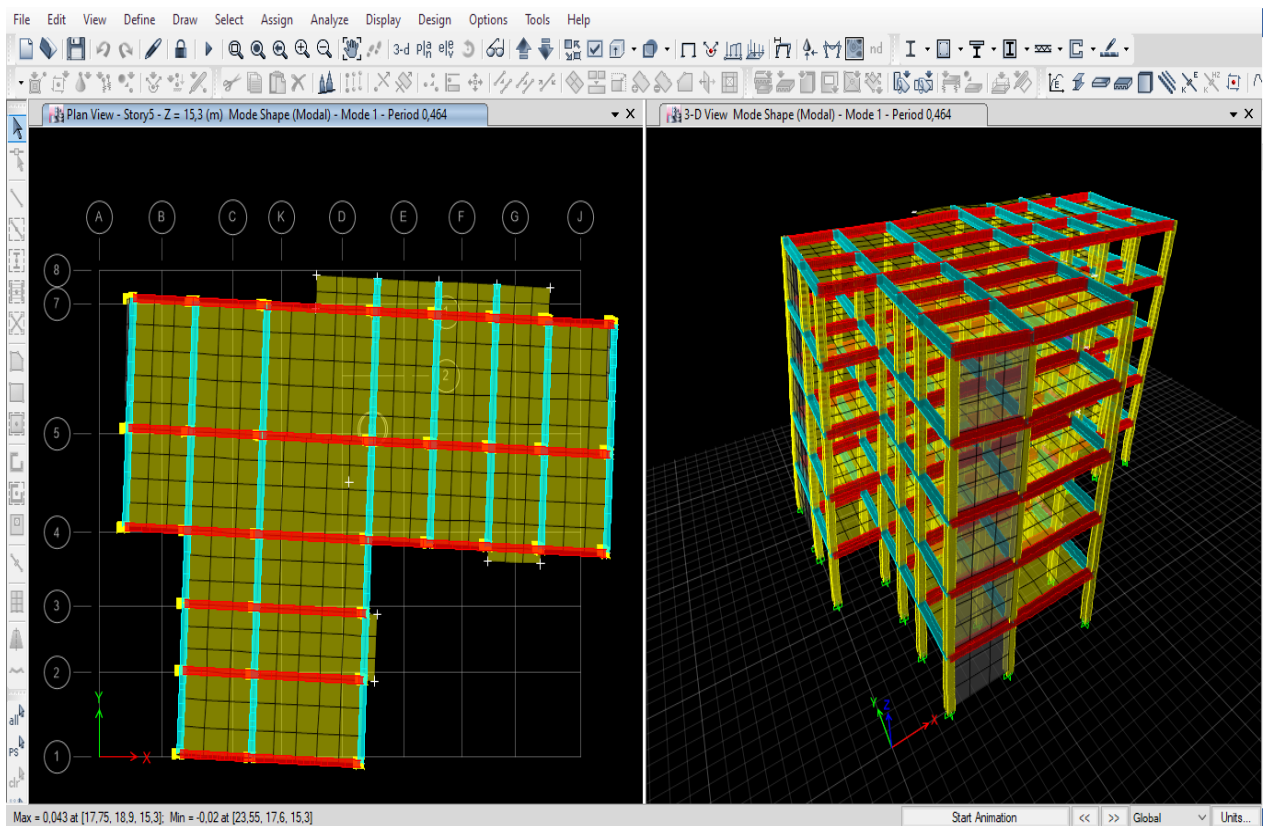


Figure IV-5 : 2^{eme} mode de vibration (translation selon l'axe x) T2=0.389

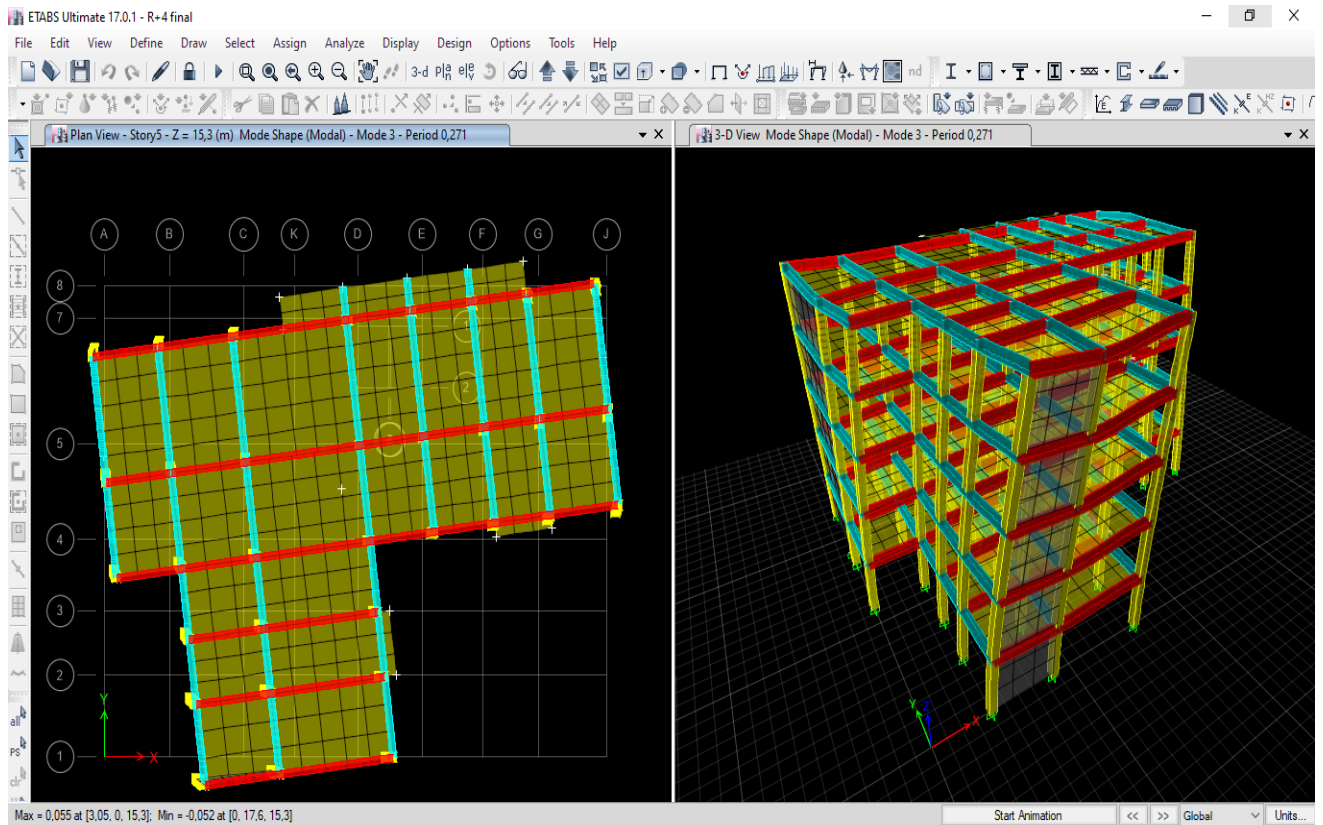


Figure IV-6 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) T3=0.271s

IV.3. VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE

En se référant à l'article 4-3-6 de RPA[3], la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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_{sta} , nous avons :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_{st} " obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V . Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport: $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente donnée par la formule ci-dessous :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3})[3]$$

$$A = 0.25 ; Q = 1.15 ; R = 5$$

W : poids total de la structure :

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

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA. Dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation la valeur de ce coefficient est fixée à 0.2

A partir des résultats de modélisation par ETABS 17.01 on trouve :

$$\mathbf{W = 18367.964 \text{ KN}}$$

Donc tous les paramètres sont calculés sauf le facteur d'amplification dynamique moyenne D.

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

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

Donc pour calculer la valeur de D on doit calculer la période T :

IV.3.1. Détermination de la période fondamentale T

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

a. Période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} (\text{Article 4.2.4 P42}) \quad [3]$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). Pour notre cas : **$h_N = 15.30 \text{ m}$**

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Pour notre cas $C_T = 0.050$ (Tableau 4.6 P42) [3]

$$\text{Donc: } T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 15.3^{3/4} = 0.395$$

Remarque : d'après (Article 4.2.4 P42) [3], la période peut être calculée par deux autres formules, formule de Rayleigh ou encore la formule :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

Selon RPA 2003 applicable éventuellement pour le cas n° 3 et 4 qui est le nôtre, citée dans RPA le (Tableau 4.6 P42) [3]

IV.3. 2. Vérification de la résultante sismique

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23.85 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.28 \text{ s} ; \quad D_y = 17.90 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.33 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.282 \text{ s}, 0.39 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.28 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.33 \text{ s}, 0.39 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T_y = 0.33 \text{ s}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculée à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30% :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.464 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.33 \times 1.3 = 0.429 \text{ s.}$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.37 \text{ s} \\ T_y = 0.429 \text{ s} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

❖ Sens x-x :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.37 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

❖ Sens Y-Y :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.429 < 0.5 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

$$W = 18367.964 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 2154.56 \text{ KN} ; V_{sty} = 2154.56 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 1982.53 \text{ KN; } V_{diny} = 2036.13 \text{ KN.}$$

Tableau.IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.				
Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	1982.53	2154.56	0.920	C.V
Sens y-y	2036.13	2154.56	0.945	C.V

IV.3. .3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3.4.4.a P27) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

✓ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ETABS » sont illustrés dans le tableau sidessous :

Tableau IV.5. Justification de l'interaction sous charges verticales					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$	Observation
RDC	15942,56	1690,80	90,41	9,59	Vérifiée
1 ^{er} étage	9999,27	1403,37	87,69	12,31	Vérifiée
2 ^{ème} étage	7365,57	1027,64	87,76	12,24	Vérifiée
3 ^{ème} étage	5576,88	626,43	89,90	10,10	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2275,03	222,20	91,10	8,90	Vérifiée

✓ **Sous charges horizontales:**

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Sens X-X :

Tableau IV.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	Observation
RDC	817,55	1017,47	44,55	55,45	Vérifiée
1 ^{er} étage	692,17	777,36	47,10	52,90	Vérifiée
2 ^{ème} étage	731,18	479,17	60,41	39,59	Vérifiée
3 ^{ème} étage	812,49	238,36	77,32	22,68	Vérifiée
4 ^{ème} étage	595,36	179,05	76,88	23,12	Vérifiée

Sens Y-Y :

Tableau IV.7. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	Observation
RDC	417,63	1214,77	23,73	76,27	Non Vérifiée
1 ^{er} étage	468,39	868,25	25,58	74,42	Vérifiée
2 ^{ème} étage	541,44	539,44	35,04	64,96	Vérifiée
3 ^{ème} étage	471,38	245,49	50,09	49,91	Vérifiée
4 ^{ème} étage	463,42	1489,35	65,76	34,24	Vérifiée

Commentaire :

Le tableau IV.7 montre les charges horizontales converties en pourcentages reprises par les portiques et les voiles à chaque étage. Nous constatons que la limite des **25%** exigée par le **RPA99/version2003** a été globalement respectée sauf pour le RDC où nous avons enregistré de légers dépassements pour les voiles. Néanmoins, lorsque le règlement dit « les portiques doivent reprendre 25% de... » Ou bien « les voiles reprennent 100% de ... », ce n'est pas une vérification à faire pour classer le système de contreventement, mais c'est une exigence pour le dimensionnement après avoir déjà choisi le système de contreventement.

Après plusieurs tentatives on a trouvé que l'augmentation de la section des poteaux pour le RDC et le 1^{er} étage va régler la distribution des forces horizontales en sens y-y (choix une section des poteaux 45cm × 50 cm).

Tableau IV.8. Justification de l'interaction sous charges verticales					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$	Observation
RDC	15468,85	1853,20	89,30	10,70	Vérifiée
1 ^{er} étage	11461,17	1175,79	90,70	9,30	Vérifiée
2 ^{ème} étage	8997,41	852,19	91,35	8,65	Vérifiée
3 ^{ème} étage	5370,02	537,93	90,89	9,11	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2665,84	197,56	93,10	6,90	Vérifiée

Sens X-X :

Tableau IV.9. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		
Niveaux	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	Observation
RDC	845,42	988,40	46,10	53,90	Vérifiée
1 ^{er} étage	851,40	772,87	52,42	47,58	Vérifiée
2 ^{ème} étage	790,70	634,39	55,48	44,52	Vérifiée
3 ^{ème} étage	673,36	335,16	66,77	33,23	Vérifiée
4 ^{ème} étage	676,31	143,12	82,53	17,47	Vérifiée

Sens Y-Y :**Tableau IV.10. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).**

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	
RDC	580,94	682,53	45,98	54,02	Vérifiée
1 ^{er} étage	673,64	173,04	79,56	20,44	Vérifiée
2 ^{ème} étage	509,15	148,93	77,37	22,63	Vérifiée
3 ^{ème} étage	489,12	99,69	83,07	16,93	Vérifiée
4 ^{ème} étage	555,81	45,09	92,50	7,50	Vérifiée

⇒ Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charge horizontales et verticales nous pouvons dire que le système approprié est un système mixte avec interaction voiles-portiques.

IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, (Article 7.4.3.1) [3] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec,

B_c: air de la section transversale du poteau considéré.

N_d: effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2 [4], (combinaisons d'actions à considérer) dans le l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR. BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer. Donc pour un ouvrage avec des voiles (mixtes)

$$G+Q+ Ex,y; G+Q- Ex,y$$

$$0.8G+Ex, y ; 0.8G-Ex,y$$

Par expérience la combinaison la plus défavorable était la combinaison :

$$G+Q+ Ex,y; G+Q- Ex,y$$

A) Vérification d'effort normal réduits des poteaux :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	Poteaux	$B_c(m^2)$	$f_{c28}(Mpa)$	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	45x50	0.225	25	1694.51	0.30	C.V
Etage 1	45x50	0.225	25	1313.67	0.23	C.V
Etage 2	40x40	0.16	25	894.18	0.22	C.V
Etage 3	40x40	0.16	25	546.56	0.13	C.V
Etage 4	40x40	0.16	25	286.31	0.07	C.V

B) Vérification d'effort normal réduit des voiles :**Tableau IV.12. Vérification de l'effort normal réduit des voiles.**

Voiles	$B_c(m^2)$	$f_{c28}(MPa)$	N_d (KN)	ν	Observation
350x20	0.7	25	987,216	0.05	C.V
400x20	0.8	25	1054.39	0.052	C.V
300x20	0.6	25	918.606	0.06	C.V

IV.3.5. Vérification des déplacements :

Selon l'article 4.4.3 [3], Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

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

Avec,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global, notre cas $R = 5$.

Selon le (Article.5.10) [3], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents (K-1), ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage : $\Delta_k < 1\% h_k$

Avec :

h_k : la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.13. Vérification vis-à-vis des déformations sens (X-X)

	Sens x-x						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0.169	0.845	0,000	0.845	3.06	0,276	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.428	2.14	0.845	1.295	3.06	0,423	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,703	3.515	02.14	1.375	3.06	0,449	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.954	4.770	3.515	1.255	3.06	0,410	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.165	5.825	4.77	1.055	3.06	0,344	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.14. Vérification vis-à-vis des déformations sens (Y-Y)

	Sens y-y						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,0987	0,4935	0,000	0,493	3.06	0,161	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,2728	1,364	0,4935	0,870	3.06	0,284	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,4718	2,359	1,364	0,995	3.06	0,325	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,6671	3,3355	2,359	0,976	3.06	0,319	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,8463	4,2315	3,3355	0,896	3.06	0,293	<i>vérifiée</i>

⇒ D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9) [3]

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15. Vérification des effets P-Δ sen X-X

Niveaux	hk	pk	Δk	V_k	θ_k	observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)	(cm)	
<i>Etage 1</i>	3.06	4685,09	0,845	1833,82	0,007	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	3.06	2787,36	1,295	1624,27	0,007	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	3.06	3941,65	1,375	1425,09	0,012	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	3.06	3044,55	1,255	1008,52	0,012	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	3.06	2863,40	1,055	819,43	0,012	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.16. Vérification des effets P-Δ sen Y-Y

Niveaux	hk	pk	Δk	V_k	θ_k	observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)	(cm)	
<i>Etage 1</i>	3.06	4685,09	0,493	1263,47	0,006	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	3.06	2787,36	0,870	846,68	0,009	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	3.06	3941,65	0,995	658,08	0,019	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	3.06	3044,55	0,976	588,81	0,016	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	3.06	2863,40	0,896	600,90	0,014	<i>vérifiée</i>

Remarque : On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

IV.4. CONCLUSION :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS 17.0.1, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, le 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$)
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
 - Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
 - Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
 - Vérification de la condition de l'effort réduit

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle. Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.17. Les dimensions définitives des éléments structuraux					
Niveaux	RDC	Étage1	Étage 2	Étage3	Étage4
Poteau(cm)	(45×50)	(45×50)	(40×40)	(40×40)	(40×40)
Voiles(cm)	Épaisseur 20				
Poutresprincipales	(30×45)				
Poutressecondaires	(30×40)				

CHAPITRE V

FERAILLAGE DES ELEMENTS

RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : **RPA article 5.2.**

- $1.35G+1.5Q$ - $G+Q$ - $G+Q\pm E$ - $0.8G\pm E$.

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations :

- $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA.V.2003 Art7.4.1 [3]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm en zone III.}$
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e / 20.$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4.$

b) Les armatures longitudinales : RPA V2003. article.7.4.2.1. [3]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique **III**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z. C)
- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z. R)

Avec A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodales est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

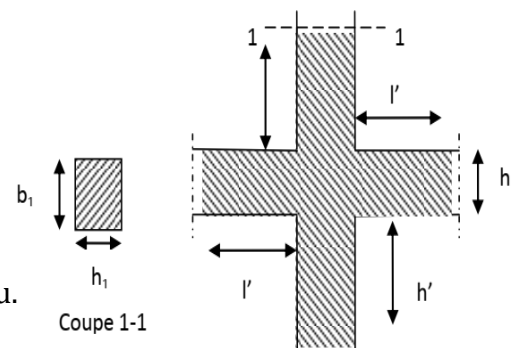


Figure.V.1 : La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

Tableau.V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.				
Niveau	Section du Poteau (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	
			Zone courante	zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	50×45	20.25	90	135
2 ^{eme} et 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	40×40	14.40	64	96

c) Les armatures transversales : RPA V2003 article.7.4.2.2. [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$t \leq 10$ cm. en zone III.

➤ **zone courante :**

$t' \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \Phi_1)$ en zone III

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales **A_{tmin}**:

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{tmin} = 0.3\% (t \times b_1)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{tmin} = 0.8\% (t \times b_1)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ_{minimum} .

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 .Sollicitations dans les poteaux.									
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		NATURE	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		NATURE	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		NATURE
	N	M		N	M		M	N	
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN.m)	(KN)	
RDC	-1694.51	-63.88	G+Q-Ex	303.77	24.46	0.8G+Ey	94.77	-872.108	G+Q+Ey
Etage 1	-1313.67	-84.14	G+Q-Ex	237.24	45.84	0.8G+Ey	-86.59	-544.74	G+Q-Ex
Etage 2	-894.18	-61.53	G+Q-Ex	143.36	29,29	0.8G+Ey	-67.11	-407.13	G+Q-Ex
Etage 3	-546.57	34.42	ELU	70.51	25.83	0.8G+Ey	73.38	-47.69	G+Q+Ey
Etage 4	-286.31	33.32	ELU	20.25	27.39	0.8G+Ey	74.75	-28.94	G+Q+Ey

Exemple de calcul :

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (45x50) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

Exemple de calcul :

a. Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction.

➤ **1^{er} cas :** $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\begin{cases} N_{\max} = -1394.51 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 63.88 \text{ m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{63.88}{1694.51} = 3.77 \text{ cm}$$

- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)} [3]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0377 + 0.02 = 0.057 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$3.89 \leq 15 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.14^2}{10^4 * 0.50} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.010 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{37.42}{37.42 + 7.64} = 0.83$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.057 + 0.010 = 0.067 \text{ m} = 6.7 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t\right) = 1694.51 * (0.47 - 0.25 + 0.067) = 486.32 \text{ KN.m}$$

$$1694.51 \times 10^3 \times (470 - 30) - 486.32 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{30}{500}\right) \times 450 \times 500^2 \times 14.2$$

$$259.26 \text{ KN.m} \leq 460.72 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{486.32 \times 10^6}{450 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.345 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.555$$

$$z = 365.66 \text{ mm}$$

$$\rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.47(1 - 0.4 \times 0.555) = 0.365 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{486.32 \times 10^6}{365.66 \times 348} = 38.23 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3823 - \frac{1694.51}{348} = -198.86 \text{ cm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{min} (\text{BAEL}) = 3.78 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} cas : $N_{min} \Rightarrow M_{corr}$**

$$\begin{cases} N_{max} = 303.77 \text{ kN} \\ M_{corr} = 24.46 \text{ m} \end{cases}$$

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{24.46}{303.77} = 8.052 \text{ cm}$$

$$e_G \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = M_G + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 24.46 - 303.77(0.47 - 0.25) = -42.36 \text{ KN.m}$$

$$-303.77 \times 10^3 \times (470 - 30) + 42.36 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{30}{500}\right) \times 450 \times 500^2 \times 14.2$$

$$-91.29 \text{ KN.m} \leq 460.72 \text{ KN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{-303.77 \times 13.94}{(47 - 3) \times 348} = \mathbf{2.76 \text{ cm}^2}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d + e \quad ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 30.052 \text{ cm} \quad ; e_2 = 13.945 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{-303.77 \times 30.052}{(47 - 3) \times 348} = \mathbf{5.96 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_1 + A_2 = \mathbf{8.72 \text{ cm}^2}$$

$$(\text{BAEL}) = B \times f_{t28} / \rightarrow A_{\min} = 11.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{\min} \text{ on prend } A_s = A_{\min} = 11.81 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : $N_{\text{corr}} \Rightarrow M_{\text{max}}$

$$\begin{cases} N_{\text{corr}} = \mathbf{872.108 \text{ kN}} \text{ (compression)} \\ M_{\text{max}} = \mathbf{94.77 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

❖ Calcule de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

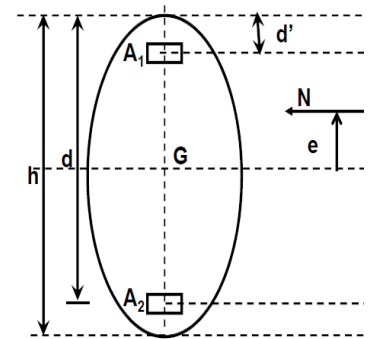
e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{94.77}{872.77} = 0.108 \text{ m}$$



- **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L : \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)} \text{ [1]}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.108 + 0.02 = 0.128 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$3.89 \leq 15 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.14^2}{10^4 * 0.50} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.010 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{37.42}{37.42 + 7.64} = 0.83$$

Donc :

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.128 + 0.010 = 0.138 \text{ m} = 13.8 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où : } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t \right) = 872.77 * (0.47 - 0.25 + 0.138) = 312.45 \text{ KN.m}$$

$$872.77 \times 10^3 \times (470 - 30) - 312.45 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{30}{500} \right) \times 450 \times 500^2 \times 14.2$$

$$71.56 \text{ KN.m} \leq 460.72 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{312.45 \times 10^6}{450 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.222 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0.318$$

$$\rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.47(1 - 0.4 \times 0.318) = 0.41\text{m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{312.45 \times 10^6}{410 \times 348} = 21.90\text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2190 - \frac{872.77}{348} = -3.18\text{cm}^2$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferraillage minimal

$$A_{min}(\text{BAEL}) = 3.78\text{ cm}^2$$

1. La section d'acier minimale :

Exemple : Poteau 45× 50 :

$$\text{B. A. E. L} : A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 14.43\text{cm}^2$$

$$\text{R. P. A: } A_{min} = 0.9\% \times b \times h \Rightarrow A_{min} = 0.009 \times 50 \times 45 \Rightarrow A_{min} = 20.25\text{ cm}^2$$

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poteaux.

Poteau x	Section Cm ²	Acal Cm ² /face	Amin RPA	Amin BAEL	Aadptcm ²	A _s ^{adp} cm ²
RDC ,1 ^{er} étage	2250	5.96	20.25	11.81	6HA20+4HA12	23.37
2eme ,3 ,4 étage	1600	3.97	14.4	8.4	6HA16+4HA12	16.58

2. La section d'acier maximale :

SelonBAEL91mod 99 [1] :

$$A_{max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 50 \times 45 = 112.50\text{ cm}^2 > A_s = 22.87\text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version2003[3] :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{max} = 4\% \times 50 \times 45 = 90\text{cm}^2 > A_s = 22.87\text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 6\% \times 50 \times 45 = 135 \text{ cm}^2 > A_s = 22.87 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

3. Armatures finales :

Poteau 45× 50 :

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 20.87 \text{ cm}^2$$

Poteau 40× 40 :

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}) = 16.84 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 105.34 \text{ KN}$$

$$h_1 = 50 \text{ cm}$$

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

: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5, \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (4.28 \text{ ou } 4.76) = 4.28 < 5$$

$$\rho = 3.75$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm. en zone III}$$

➤ zone courante :

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) \text{ en zone III}$$

$$t \leq \text{Min} (22.5, 25, 12) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 10 \times \frac{3.75 \times 105.34 \times 10^3}{500 \times 450} = 1.75 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$3 < \lambda_g = 4.28 < 5 : \rightarrow 0.8\% (t \times b) > A_{t \min} > 0.3\% (t \times b)$$

Après interpolation linéaire on a : $A_{t \min} = 2.47 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max (A_t; A_{t \min}) = 2.47 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 6T8 = 3.018 \text{ cm}^2$$

Tableau V-4: Sections des armatures transversales.

Niveau	RDC+1 ^{ère} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage
Section (cm ²)	45*50	40*40
$\Phi_{\min}$ (cm)	1,4	1.6
l_f (cm)	214.20	214,2
λg	4.28	5.35
V_u (KN)	105.34	79.72
l_r (cm)	50	40
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	10	10
ρ	3.75	2,5
A_t (cm ²)	1.75	1.24
$A_{t\min}$ (cm ²)	2.47	1.2
A_t adop (cm ²)	6HA8=3.02	

✓ on adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.018 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\rightarrow \phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3}$$

$$\rightarrow 8 \geq \frac{20}{3} = 6.67 \dots \dots \dots CV$$

V.2.3. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1.P156) [6], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

Les poteaux ont le même élanement, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 1694.51KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_{e}}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)} \quad [2]$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times L_o \Rightarrow l_f = 0.7 \times 306 = 214.20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.20}{45} = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.48}{35} \right)^2} = 0.814$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2064 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$A_s = 23.37 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.814 \times \left[\frac{0.2064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2337 \times \frac{400}{1.15} \right] = 3772.96 \text{ KN}$$

$$N_u = 1694.51 \text{ KN} < \bar{N}$$

Donc pas de risque de flambement.

Tableau V-5 : vérification au flambement.

Poteau	N_u (KN)	l_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
45x50	1694.51	214.20	0.814	16.48	2337	206400	3772.96	CV
40x40	894.18	214.20	0.80	18.53	1658	144400	2600.61	CV

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison

sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)} \mathbf{[3]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.									
niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC ,1 ^{er} étage	50*45	2.14	4.28	0,04	47,00	105.34	0,50	1,00	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} .4 ^{ème} étage	40×40	2.14	5.35	0,075	37,00	79.72	0,53	1,875	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

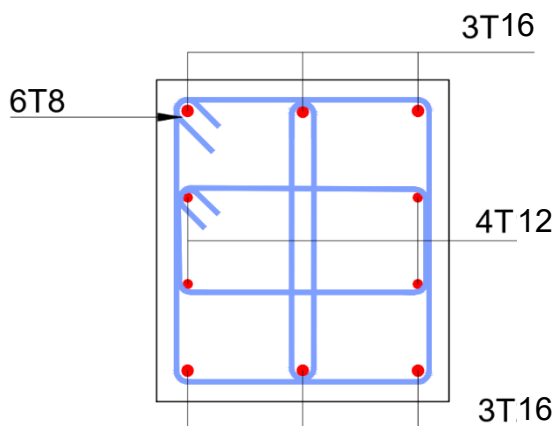


Figure.V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} à 4^{ème} étage.

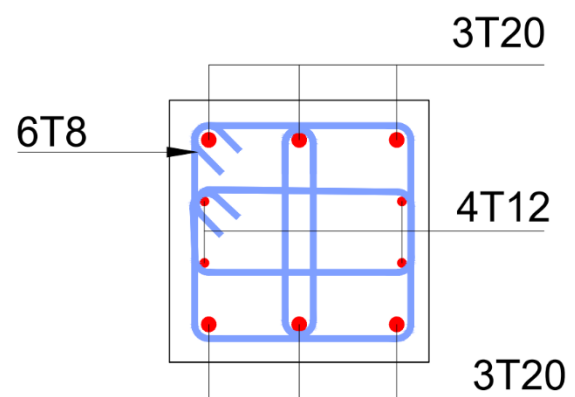


Figure .V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC à 1^{ere} étage.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 on tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS version 17.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1)[3]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :(RPA.V2003) [3]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit

:

- $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_l à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Commentaire :

Nous avons constaté que les sollicitations obtenue pour la poutre secondaire est importante par rapport à celle de la poutre principale.

Pour ce faire, en utilisant le logiciel « Etabs » nous avons pu analyser les sollicitations obtenues pour toutes les poutres de la structure, à partir de là nous avons constaté que les sollicitations maximales sont relatives aux poutres associées aux voiles (B51, B28, B26) et des poutres qui portent des escaliers (B45 ; B40). Afin de respecter le critère économie, nous allons ferrailer les poutres secondaires associées aux voiles et qui portent les escaliers séparément aux poutres non associées aux voiles pour diminuer la section d'armature.

V.3.2. Ferrailage des poutres :

V.3.2.1. Poutre principale :

❖ Exemple de calcul :

a) Les armatures longitudinales :

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17.

Tableau.V.7:Sollicitations de la poutre principale.						
Poutres	M_t^{max} (KN.m)	combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN.m)	combinaison
P.P (30× 45)	78.41	1.35G+1.5Q	-98.54	G+Q-EX	120.33	1.35G+1.5Q

✓ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 78.41 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm; } b = 30 \text{ cm; } d = 0,9 \times h = 40.50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{78.41 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.112$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.148$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 380.88 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{78.41 \times 10^6}{348 \times 380.88} = 5.91 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5 HA14 = 7.70 cm²

✓ **Ferrailage en appui :**

$$M_{a \max} = -98.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98.54 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.141$$

$$\mu > 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.190$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 374.09 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{98.54 \times 10^6}{348 \times 374.09} = 7.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.70 cm²

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s > A_{\min} \dots \text{c.v.}$$

❖ **Armatures minimales : (RPA.V2003,A.7.5.2.1) [3]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA.V2003,A.7.5.2.1) [3]**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (45 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4)$$

$\phi t = 1.4 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi t = 8 \text{ mm}$

❖ Calcul de l'espacement :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 11.25 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

❖ La section minimale des armatures transversales :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$$

Tableau.V.8: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.							
Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des armatures
Travée	28.14	0.051	0.065	350.64	2.31	7.70	3HA14 fil + 2HA14 chap
Appuis	43	0.078	0.102	345.31	3.58	7.70	3HA14 fil + 2HA14 chap

V.3.2.2. Poutre secondaire non associé aux voiles :

❖ Exemple de calcul :

c) Les armatures longitudinales :

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17.

Tableau.V.9: Sollicitations maximales dans les poutres secondaires non associées aux voiles.

Poutres	$M_t^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$M_a^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$V^{\max}$ (KN.m)	combinaison
P.S (30× 40)	30.06	0.8G+Ey	-43	G+Q+Ey	40.87	G+Q+Ey

✓ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 30.06 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{30.06 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.055$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 349.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{30.06 \times 10^6}{348 \times 349.9} = 2.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 HA12 = 5.65 cm²**

✓ **Ferrailage en appui :**

$$M_{a \max} = -43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{43 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.078$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.102$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 345.31 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{43 \times 10^6}{348 \times 345.31} = 3.58 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5 HA12 = 5.65 cm²**

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 < A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}} = 11.30 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$\phi t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$ Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$\phi t \leq \min (40 / 35 ; 30 / 10 ; 1.2) .$

$\phi t = 1 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement : (RPA A.7.5.2.2) [3]**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

La longueur minimale de recouvrement :

$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$

V.3.2.2. Poutre secondaire associé aux voiles :❖ **Exemple de calcul :****d) Les armatures longitudinales :**

✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17.

Tableau.V.10: Sollicitations maximales dans les poutres secondaires associées aux voiles.

Poutres	$M_t^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$M_a^{\max}$ (KN.m)	combinaison	$V^{\max}$ (KN.m)	combinaison
P.S (30× 40)	93.01	0.8G+Ey	115.65	G+Q+Ey	174.87	G+Q+Ey

✓ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 93.01 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{93.01 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.169$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.233$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 326.44 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{93.01 \times 10^6}{348 \times 326.44} = 8.19 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 HA14 = 9.24 cm²**

✓ **Ferrailage en appui :**

$$M_{a \max} = - 115.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{115.65 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.21$$

$$\mu > 0.186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.668$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 263.80 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{43 \times 10^6}{348 \times 263.80} = 10.49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA16 = 12.06 cm²**

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 < A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}} = 11.30 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (40 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4).$$

On prend $\phi t = 8 \text{ mm} \Rightarrow At = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement : (RPA A.7.5.2.2) [3]**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.6 \right) = 10 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$At_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow At = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm} \rightarrow 70 \text{ cm}$$

Tableau.V.11: Tableau récapitulatif des poutres.

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L _r
PP(30*45)	3HA14+ 2HA14	5HA 14	cadre + étrier	10	15	70
PS(30*40) Non associé aux voiles	5HA12	5HA 12	cadre + étrier	10	15	60
PS(30*40) associé aux voiles	6HA16	6HA 14	cadre + étrier	10	15	70

V.3.3. Vérifications :

V.3.3.1. Poutres principales :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{120.33}{300 \times 405} = 0.99 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état ne limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12:Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.						
	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	52.20	7.70	15.15	137686	5.74	Vérifiée
Appuis	-60.76	7.70	19.07	210950.94	6.69	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.13 :Vérification de la compression du béton.			
section	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP (30×45)	120.33	700	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : $h=0.45$ m et $l=4.97$ m.

$$A_{stt} = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.09 > 0.062 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.09 > 0.075 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0063 < 0.0105 \dots\dots\dots c. v .$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire non associé aux voiles :**a) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{40870}{300 \times 360} = 0.37 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.14 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.						
	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	13.07	5.65	12.47	83623	1.94	Vérifiée
Appuis	-12.64	5.65	12.47	83623	1.88	

C. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.15 : Vérification de la compression du béton.

section	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×40)	40.87	700	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : $h=0.40$ m et $l=3.47$ m.

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.115 > 0.062 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.115 > 0.075 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0052 < 0.0105 \dots\dots\dots c. v$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire associé aux voiles :**c) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{174780}{300 \times 360} = 1.61 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

d) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.16:Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.						
	M_{ser}(kN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
travée	93.01	9.24	15.15	120361	11.7	Vérifiée
Appuis	-115.65	12.06	16.74	144782	13.3	

C. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.17:Vérification de la compression du béton.			
section	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×40)	174.78	700	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : $h=0.40$ m et $l=4.68$ m.

$$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.085 > 0.062 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.085 > 0.075 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.01 < 0.0105 \dots\dots\dots c.v$$

Donc : pas de risque de flèche

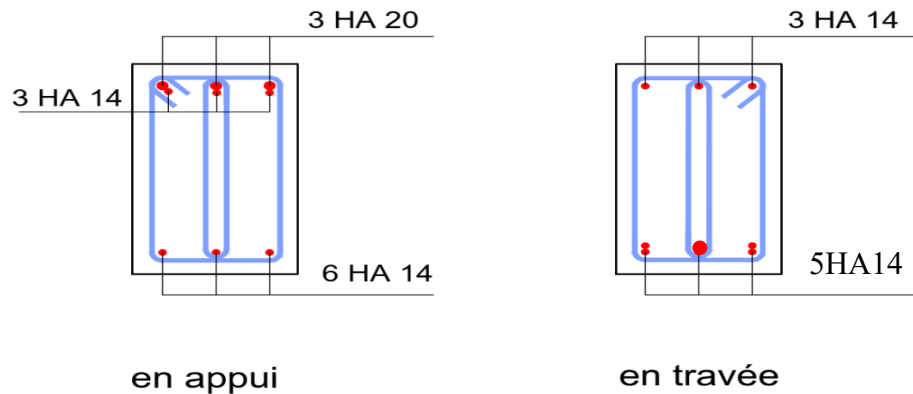


Figure.V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

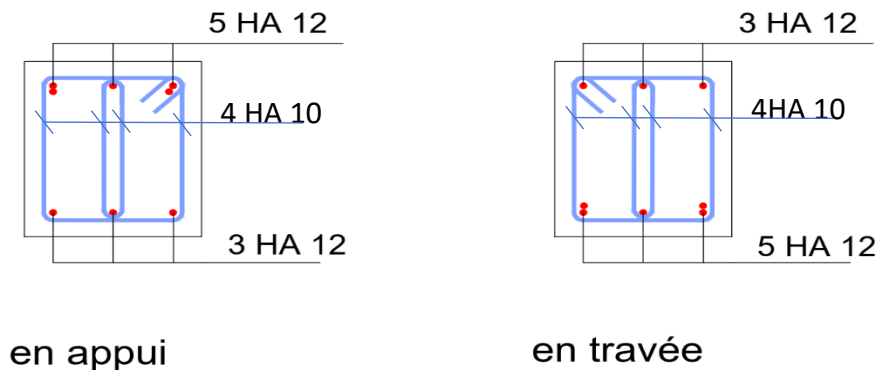


Figure.V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires non associées aux voiles.

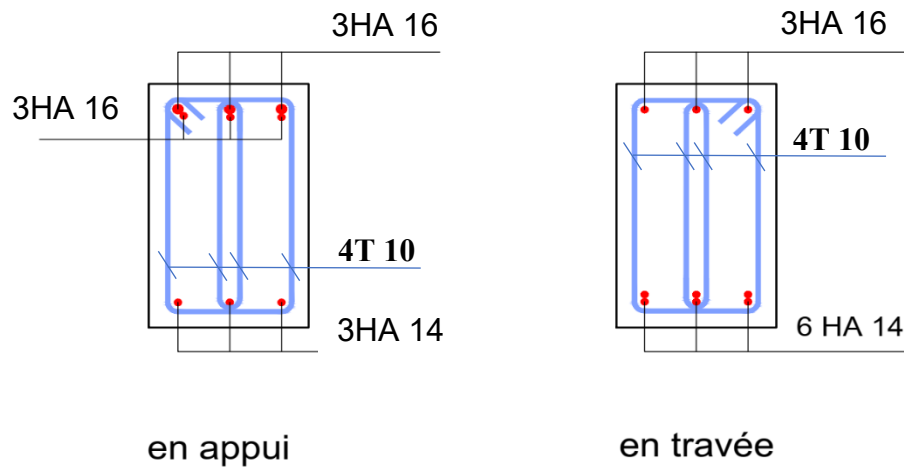


Figure.V.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaires associé aux voiles.

V.4. FERRAILAGE DES VOILES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes et une dimension petite appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Pour la modélisation d'un voile, on l'assimile à une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action, d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

.

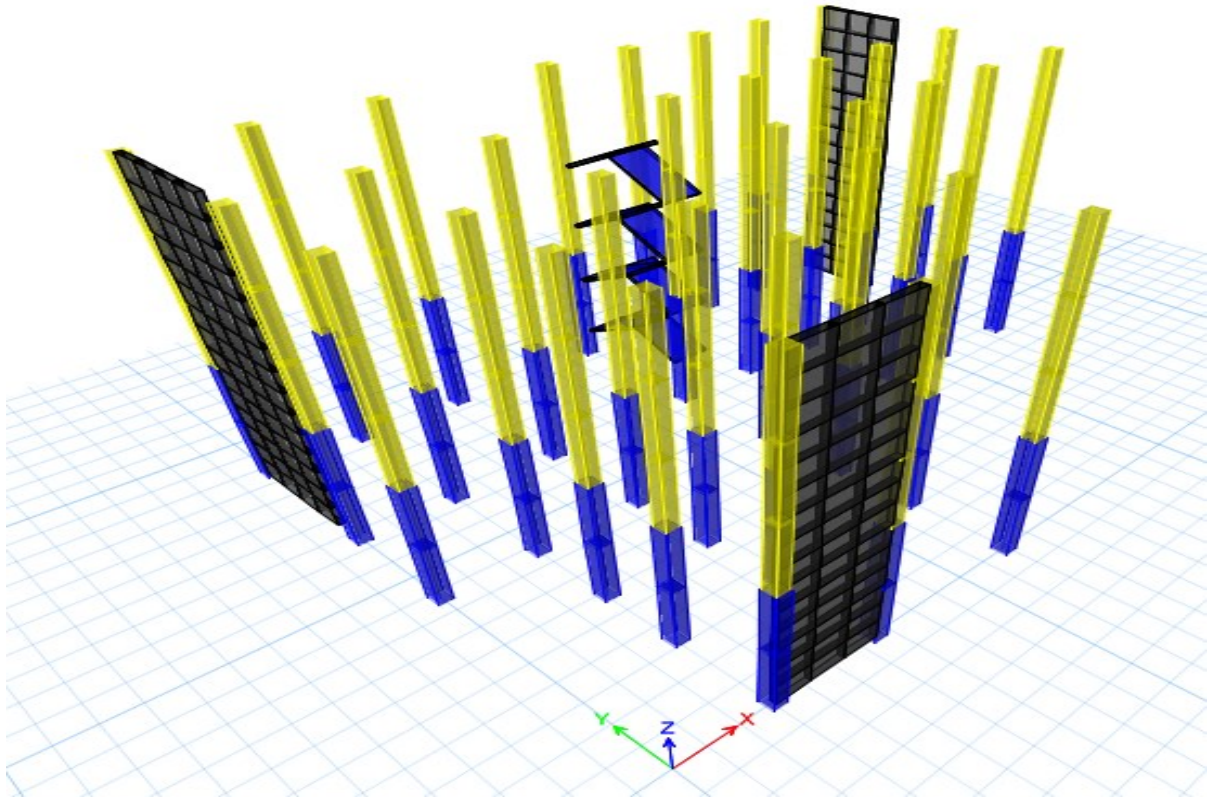


Figure.V.7:Schéma de disposition des voiles.

V.4.1. recommandations de la RPA99 V 2003:

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

➤ **Combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** et **BAEL** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99.V2003 (A7.7.4.1) [3]**

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- ✓ Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendue.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- ✓ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à **15cm**.

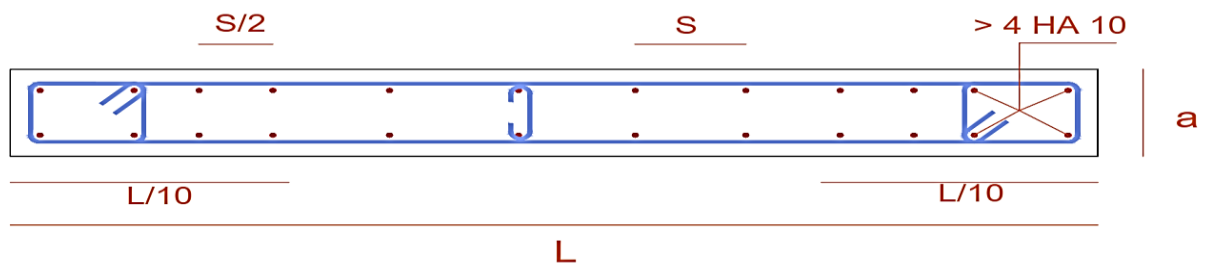


Figure.V.8:Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doivent pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures horizontales : R.P.A 99.V2003 (art 7.7.4.2) [3]**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

➤ **Règles communes : R.P.A 99.V2003 (art 7.7.4.3) [3]**

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :
 - Globalement dans la section du voile : 0.15%
 - En zone courante : 0.10%
- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} St \leq 1.5a \\ St \leq 30cm \end{cases} \Rightarrow St \leq \text{Min}(30cm; 1.5a), \text{ Avec } a: \text{ espacement du voile}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}$$

avec: $V = 1.4 V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2. Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailler les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile de largeur égale à 4.45m et une épaisseur égale à 20 cm soumis à un effort de compression et un moment de flexion qui sont dus à la combinaison sismique (0.8G+E) :

$N_{\max} = - 1492.87 \text{KN}$ (compression), $M_{\text{corr}} = 4747.61 \text{ KNm}$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

S : section du voile, $S = 4.45 \times 0.2 = 0.89 \text{ m}^2$

I : moment d'inertie du voile, $I = (e \times L^3)/12 = 1.468 \text{ m}^4$

y = La demi largeur du voile, $y = L/2 = 2.225 \text{ m}$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$\sigma_t = 5.51 \text{ MPa}$ (contrainte maximale de traction)

$\sigma_c = -8.873 \text{ MPa}$ (contrainte maximale de compression)

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

- longueur de la zone tendue : $L_T = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_t + |\sigma_c|} = 1.70 \text{ m}$

- longueur de la zone comprimée : $L_C = L - L_t = 2.75 \text{ m}$.

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile :

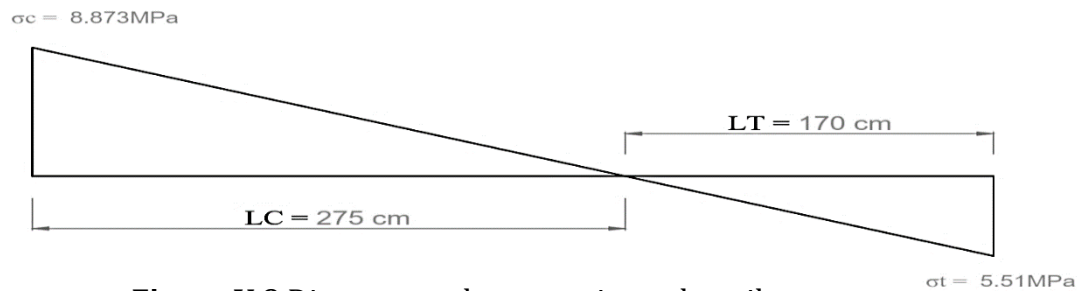


Figure.V.9 Diagramme des contraintes du voile.

b) Calcul du ferrailage :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ Zone d'about :

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_T - 0.25)}{L_T} = 4.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy1}} = (\sigma_t + \sigma_c)/2 = 4.98 \text{ MPa}$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.

$$N_{\text{moy1}} = \sigma_{\text{moy1}} \times S_{\text{about}}$$

S_{about} est la section de la zone d'about,

$$S_{\text{about}} = 0,25 \times 0,2 = 0,05 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy1}} = 4,98 \times 50000 = 249000 \text{ N}$$

$$N_{\text{moy1}} = 0,05 \times 2,85 = 0,14 \text{ MN}$$

La section de ferraillage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy1}} / \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = 7.15 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante:

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à:

$$d = \min \left(h_e / 2, \frac{2}{3} L_c \right)$$

he: est la hauteur libre du voile ($h_e = 4.08 \text{ m}$) d'où $d = 1.82 \text{ m}$

On trouve que la largeur de la bande est supérieure à la largeur de

la zone tendue, donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la

zone tendue, soit : $\sigma_{\text{moy2}} = (2/3) \times \sigma_1 = 3.14 \text{ MPa}$

$$N_{\text{moy2}} = (1/2) \times \sigma_{\text{moy2}} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = 1.82 \times 0,2 = 0,364 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy2}} = 0,5 \times 1,55 \times 0,11 = 571480 \text{ N}$$

$$A_{\text{courante}} = N_{\text{moy2}} / \sigma_s = 16.42 \text{ cm}^2$$

La valeur de la section « A_{courante} » concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile ($L_{\text{courante}} = 3.95 \text{ m}$), il suffit de faire la règle de 3 pour la trouver :

$$A_{\text{courante totale}} = (A_{\text{courante}} \times L_{\text{courante}}) / (L_T - 0,25) = 44.42 \text{ cm}^2$$

❖ Récapitulation:

$A_{\text{about}} = 7.15 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte une section de (2 x 3T14) espacés de 10 cm soit de 9.23 cm^2

$A_{\text{courante total}} = 44.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour une section de (2 x 20T12)

Espacés de 19 cm soit de 45.24 cm^2

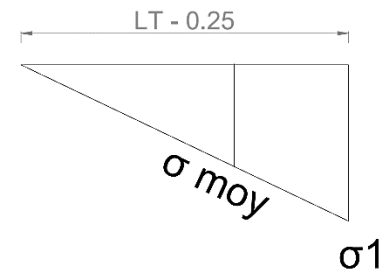
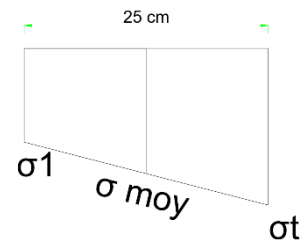
c) Armatures minimales :

➤ La zone comprimée :

$A_{\text{min}} \geq 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.5\% \times B$$

$$11 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} \leq 27.5 \text{ cm}^2$$



➤ La zone tendue :

$$A_{min} \geq 0.2\% \times B \rightarrow A_{min} \geq 6.8 \text{ cm}^2$$

d) Exigences de R PA 99 v 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $0,15\% \times B$.

$$A_{min} = 0.15\% \times 4.45 \times 0.2 = 17.80 \text{ cm}^2$$

- En zone courantes : $0,10\%$.

$$A_{min} = 0.10\% \times 3.95 \times 0.2 = 7.90 \text{ cm}^2$$

e) Armatures horizontales :

- D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{63.7}{4} = 15.92 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 0.15\% \times B = 0.15\% \times 0.2 \times 4.45 = 13.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml avec : $S_t = 18 \text{ cm}$

f) Armatures transversales : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

g) Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **BAEL 91mod 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{758.75 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **RPA99 V2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1062.25 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V.}$$

h) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + \times A_s} = \frac{2933.06 \times 10^3}{200 \times 4450 + 5872} = 3.27 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

V.4.3. ferrailage des voiles :

On obtient les valeurs maximales des contraintes des trois cas (SPC ; SET ; SEC) pour chaque voile et on résume les calculs dans les tableaux suivants :

a) Les voiles de RDC :

- Ferrailage de voile V_x :
 - Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.18: Calcul du voile V_x en SET.					
Zone		Zone	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m ²)	0,89	0.89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	3371.17	3274.38	2764.62	2254.86
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	3274.38	2764.62	2254.86	1745.10
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L _t (cm)	445	445	445	445
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0.25	1.317	1.317	1.317
Ferrailage des voiles	N (KN)	166.13	795.13	660.89	526.66
	A _v (cm ²)	4.15	19.87	16.52	13.16

- Section entièrement comprimée (SEC) :

Tableau.V.19 : Calcul du voile V_x en SEC.					
Zone		Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m ²)	0,89	0.89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	3175.54	3158.76	3070.34	2981.93
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	3158.76	3070.34	2981.93	2893.51
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC
	L _t (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	L _c (cm)	445	445	445	445
	d(m)	0.25	1.317	1.317	1.317
Ferrailage des voiles	N (KN)	158.35	820.16	796.88	773.60
	A _v (cm ²)	-13.79	-72.97	-73.56	-74.14

- Section partiellement tendue (SPT)

Tableau.V.20 : Calcul du voile Vx en SPT.				
	Zone	Zone	Zone I	Zone II
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0,89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	7259.10	6451.94	3225.97
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	6451.94	3225.97	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L _t (cm)	224.8	224.8	224.8
	L _c (cm)	220.2	220.2	220.2
	d(m)	0,25	0,728	0,728
Ferrailage des voiles	N (KN)	342.77	966.98	322.32
	A _v (cm ²)	8.56	24.17	8.05

➤ **Ferrailage de voile V_{y1} :**

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.21 : Calcul du voile Vy1 en SET.				
	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2.6	2.6	2.6
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0.52	0.52	0.52
	I(m)	0.293	0.293	0.293
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	2594.39	2523.26	2224.54
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	2523.26	2224.54	1925.82
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L _t (cm)	260	260	260
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	1,05	1,05
Ferrailage des voiles	N (KN)	127.9	498.52	435.78
	A _v (cm ²)	3.19	12.46	10.89

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.22 : Calcul du voile Vy1 en SPT.				
	Zone	Zone	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2.6	2.6	2.6
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0.52	0.52	0.52
	I(m)	0.293	0.293	0.293
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	9335.7	7441.89	3720.94
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	7441.89	3720.94	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L _t (cm)	123.2	123.2	123.2
	L _c (cm)	136.8	136.8	136.8
	d(m)	0,25	0,491	0,491
Ferrailage des voiles	N (KN)	419.44	548.31	182.77
	A _v (cm ²)	10.48	13.7	4.56

➤ **Ferrailage de voile Vy2 :**

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.23: Calcul du voile Vy2 en SET.				
	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0.28	0.28	0.28
	I(m)	0.046	0.046	0.046
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	2436.40	2329.73	2137.73
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	2329.73	2137.73	1945.73
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L _t (cm)	140	140	140
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	0,45	0,45
Ferrailage des voiles	N (KN)	119.15	201.03	183.75
	A _v (cm ²)	2.97	5.026	4.59

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.24 : Calcul du voile Vy2 en SPT.				
Zone		Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0.28	0.28	0.28
	I(m)	0.046	0.046	0.046
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	10182.42	7387.19	3693.59
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	7387.19	3693.59	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L _t (cm)	91.1	91.1	91.1
	L _c (cm)	48.9	48.9	48.9
	d(m)	0.25	0,33	0,33
Ferrailage des voiles	N (KN)	439.24	366.05	122.01
	A _v (cm ²)	10.98	9.15	3.05

➤ Ferrailage de voile V_{y3} :

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.25:Calcul du voile Vy3 en SET.				
Zone		Zone	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.95	1.95	1.95
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	I(m)	0.124	0.124	0.124
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	2177	2120.39	1956.20
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	2120.39	1956.20	1792.02
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L _t (cm)	195	195	195
	L _c (cm)	0,00	0,00	0,00
	d(m)	0,25	0,725	0,725
Ferrailage des voiles	N (KN)	107.43	295.55	271.74
	A _v (cm ²)	2.68	7.38	6.79

Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.26:Calcul du voile Vy3 en SPT.				
Zone		Zone	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.95	1.95	1.95
	e (cm)	20	20	20
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	I(m)	0.124	0.124	0.124
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	11676.46	9582.02	4791.01
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	9582.02	4791.01	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L _t (cm)	139.4	139.4	139.4
	L _c (cm)	55.6	55.6	55.6
	d(m)	0,25	0,572	0,572
Ferrailage des voiles	N (KN)	531.46	821.95	273.98
	A _v (cm ²)	13.28	20.54	6.85

On prend la section maximale de l'armature verticale entre les trois cas (SEC SET SPC) dans chaque voile.

Tableau.V.27:Tableau de ferrailage des voiles.				
Voile	V _x	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}
A _{v about} (cm ²)	8.56	10.48	10.98	13.28
A _{v courante} (cm ²)	63,71	39.07	16.62	34.73
A _{v total} (cm ²)	80.85	60.04	38.58	61.30
A _{v min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
Barres (about)	2×3 HA 14	4 HA16+2HA14	4 HA16+2HA14	4 HA20+2HA12
A adoptée (about) (cm ²)	9.24	11.12	11.12	14.83
S _t (about) (cm)	10	10	10	10
Barres (courante)	2×21 HA	2×13 HA 14	2×6 HA 14	2×12 HA 14
A adoptée (courante) (cm ²)	64.65	40.02	18.47	36.95
S _t (courante)(cm)	18	15	15	10
A _H (cm ²)	15.92	15.01	9.64	15.32
A _{H min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
barres	21HA 10	21HA 10	20 HA 10	21HA 10
S _t (cm)	18	18	20	18
A _t (cm ²)	4 Epingles DE HA8/m ²			

Tableau.V.28: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.

Voile	contraintes de cisaillement BAEL			contraintes de cisaillement RPA			Vérification à l'ELS		
	τ_u	$\overline{\tau_u}$	condition	τ_b	$\overline{\tau}$	condition	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	condition
V_X	1.08	3.33	C.V	1.52	5	C.V	3.27	15	C.V
V_{Y1}	0.98	3.33	C.V	1.37	5	C.V	2.52	15	C.V
V_{Y2}	0.39	3.33	C.V	0.55	5	C.V	3.40	15	C.V
V_{Y3}	0.57	3.33	C.V	0.79	5	C.V	3.22	15	C.V
V_{ay}	0.33	3.33	C.V	0.46	5	C.V	4.5	15	C.V
V_{ax}	0.24	3.33	C.V	0.34	5	C.V	4.45	15	C.V

a) Les voiles de 4^{ème} étage :**Tableau.V.29:** Tableau de ferrailage des voiles. E4

Voile	V_X	V_{Y1}	V_{Y2}	V_{Y3}
$A_{v \text{ about}} (\text{cm}^2)$	4.01	2.25	4.14	3.07
$A_{v \text{ courante}} (\text{cm}^2)$	29.61	8.09	5.34	7.53
$A_{v \text{ total}} (\text{cm}^2)$	37.63	12.60	13.62	13.68
$A_{v \text{ min}} (\text{cm}^2)$	13.35	7.8	4.2	5.85
Barres (about)	2×3 HA 10	2×3 HA 10	2×3 HA 10	2×3 HA 10
$A_{\text{adoptée (about)}} (\text{cm}^2)$	4.71	4.71	4.71	4.71
$S_t \text{ (about) (cm)}$	10	10	10	10
Barres (courante)	2×16 HA 12	2×8 HA 10	2×6 HA 10	2×6 HA 10
$A_{\text{adoptée (courante)}} (\text{cm}^2)$	36.19	12.57	9.42	9.42
$S_t \text{ (courante) (cm)}$	25	30	20	28
$A_H (\text{cm}^2)$	9.40	2.02	1.33	3.42
$A_{H \text{ min}} (\text{cm}^2)$	13.35	7.8	4.2	5.85
barres	21HA 10	21HA 10	20 HA 10	21HA 10
$S_t \text{ (cm)}$	18	18	20	18
$A_t (\text{cm}^2)$	4 Epingles DE HA8/m²			

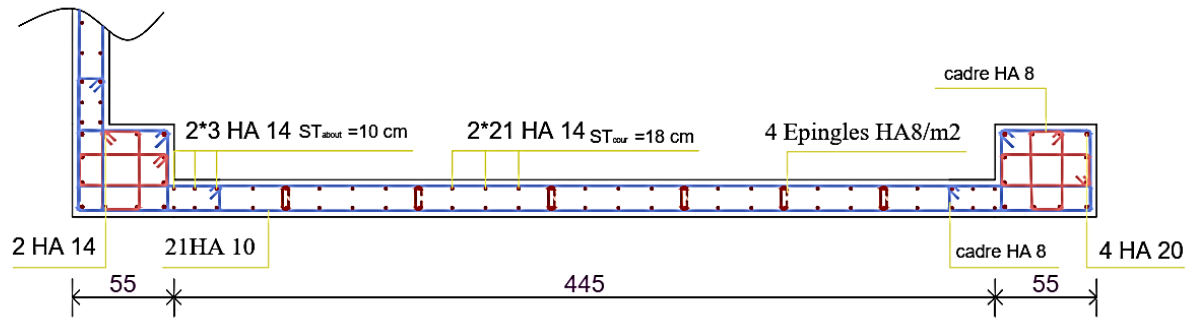


Figure.V.10:Schéma de ferraillage du voile Vx.

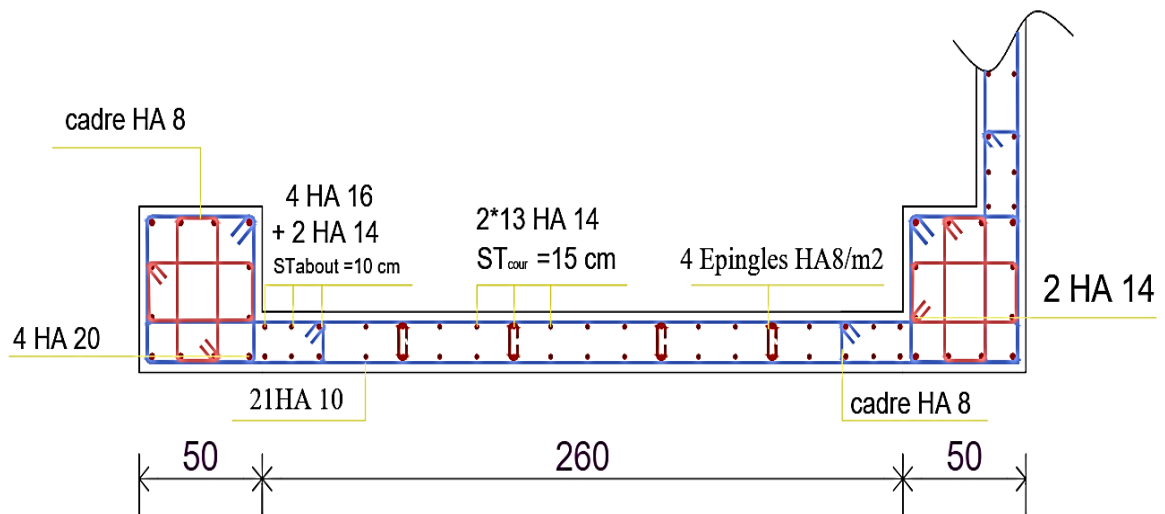


Figure.V.11:Schéma de ferraillage du voile Vy1.

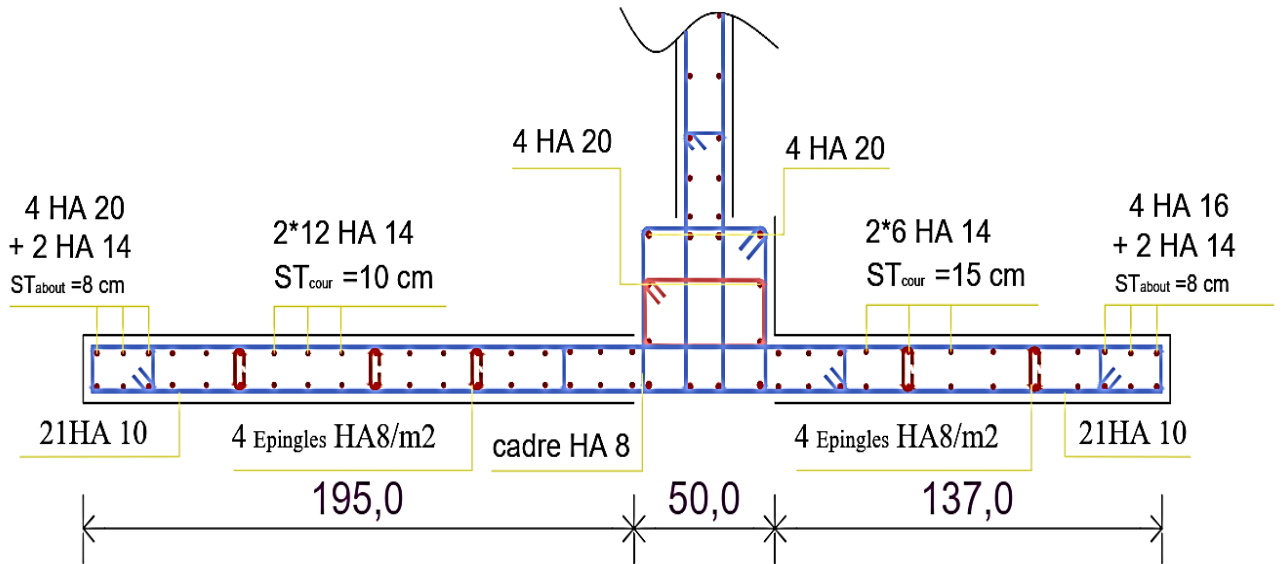


Figure.V.12: Schéma de ferrailage du voile Vy2 et Vy3.

V.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

- On extrait les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les trois éléments à partir de logiciel ETABS pour calculer le ferrailage maximal.
- On a créé des programmes Excel pour simplifier et accélérer le travail.
- Dans les poteaux on génère la section des armatures adoptée pour tous les poteaux de même section.
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.
- Pour les voiles on change la section des armatures à partir de quatrième étage pour des raisons économiques.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol, radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux...). De ce fait nous distinguons trois (03) types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

VI.2 CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- Les charges et surcharges transmises au sol ;
 - La distance entre axes des poteaux ;
 - L'économie et la facilité de réalisation.

Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi par le rapport de sol [6], le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées à partir de 1.5m du niveau de la base, avec une contrainte admissible du sol de 2.3 bars.

VI.2.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1), [3]

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le DTR BC 2.33.1 [11] : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

D'après le RPA99 : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$ (Art. 10.1.4.1) [3]

VI.2.2 Calcul de la contrainte

Selon (RPA l'article 10.1.4.1) [1] ; on n'utilise pas la contrainte du sol admissible (donnée généralement par les rapports géotechniques) mais une contrainte ultime.

Nous avons :

$$\begin{cases} \sigma_{adm}[ELS] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{adm}[ELU] = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\begin{cases} \gamma_q = 2 \text{ à l'ELU} \\ \gamma_q = 3 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS ($\sigma_{adm} = 2.3 \text{ bars}$) Donc ;

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS} \Rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 2.3 = 3.45 \text{ bars}$$

VI.2.3 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Avec ;

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « Etabs » (poteau le plus sollicité), **N=1500.96KN**

S: Surface d'appui de la semelle, $S=A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2.3 \text{ bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons :

$$\sigma_{ELU} = 3.45 \text{ bars}$$

Cas statique A l'ELU,

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort N=1500.96KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.45} \times \frac{1500.96}{345}} = 2.20m$$

Cas statique A l'ELS,

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N=941.27KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.45} \times \frac{941.27}{230}} = 2.13m$$

Cas Dynamique A l'ELA,

Sous la combinaison G+Q+Ex, nous avons un effort N=1694.51 .96KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.50}{0.45} \times \frac{1694.51}{345}} = 2.33m$$

Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 2.60 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.2.4 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée (pour notre cas il s'agit de la file de portique7 dans le sens xx).

La surface totale des semelles est donné par :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

Avec,

Ni: L'effort normal provenant du poteau « i ». D'où :

$$S = B \times L \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$L = \sum L_i + 2 L_{\text{débordement}}$$

avec $L_{\text{débordement}} = 0.60m$

$L = 25.05m$

Cas statique A l'ELU

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 8183.53 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8183.53}{25.05 \times 345} = 0.95m$$

Cas dynamique A l'ELA

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 7759.32 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7759.32}{25.05 \times 345} = 0.90m$$

A l'ELS

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 5359.07 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{5359.07}{25.05 \times 230} = 0.93m$$

Calcul de la surface de la semelle filante :

Donc nous pouvons prendre $S_{\text{semelle}} = 0.95 \times 0.95 = 23.80m^2$

$S_{\text{bat}} = 299.025 \text{ m}^2$; $S_{\text{total (semelles)}} = 217.84m^2$

$$\frac{S_{\text{total (semelles)}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{217.84}{299.025} = 72.86\%$$

Commentaire

Nous remarquons que la surface occupée par les semelles filantes dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{\text{néc.}} > 50\% S_{\text{bat.}}$), nous préférons opter pour un radier général afin de mieux rigidifier les fondations et éviter d'éventuels tassements différentiels.

VI.2.5 Vérification d'un radier général

Étant donné que les deux premières vérifications ne sont pas observées, nous opterons pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Le radier est une dalle en béton armé de grandes dimensions, conçue en tant que fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dans le but d'augmenter sa rigidité, nous opterons pour un radier avec nervures supérieur. Une telle solution de fondation est adéquate en cas de sol de faible capacité portante, ce qui nécessite une répartition des charges sur une grande surface de contact de la fondation avec le sol. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.2.5.1 Dimensionnement du radier

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste essentiellement à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de résister aux différentes sollicitations qui lui seront appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante.

- Calcul de la surface du radier

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec,

S_{rad} : Surface totale du radier

N : effort normal total transmis par l'ouvrage le plus défavorable

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

A partir de l'équation, nous aurons :

Cas statique A l'ELU

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28222.72}{345} = \mathbf{81.80m^2}$$

Cas dynamique A l'ELA

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{14544.49}{345} = \mathbf{42.16m^2}$$

A l'ELS

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{18671.13}{230} = \mathbf{81.18m^2}$$

Nous remarquons, que la section la plus défavorable est celle prise à l'ELU ; donc le dimensionnement se fera à l'ELU.

$$S_{\text{rad}} \geq 81.80m^2$$

Nous avons la surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = 299.025 m^2$

$S_{\text{bat}} \geq S_{\text{rad}}$; Donc nous pouvons prendre $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + \text{débordement} = 350.59m^2$

Le radier est considéré comme infiniment rigide, il convient donc de satisfaire les conditions suivantes :

♣ Condition de coffrage :

On a : $L_{\text{max}} = 5,35m$; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\text{Radier} \dots \dots h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

$$\text{Nervure : } \dots \dots h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

h_n : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur de la dalle du radier

$$\text{Radier } \dots \dots \dots h_r \geq \frac{5.35}{20} = 0.27\text{m}$$

$$\text{Nervure : } \dots \dots h_n \geq \frac{5.35}{10} = 0.54\text{m}$$

♣ condition de rigidité

Un radier est considéré rigide, si : $h_r \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{avec: } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Tel que :

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible). [12]

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : Largeur de la semelle

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{avec: } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.35^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 0.795 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.80 \text{ m}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.80^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42\text{m}$$

$$L_{\max} = 5.35 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

♣ Condition de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

A partir de cette condition ; nous devons définir les paramètres suivant :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \quad ; \quad q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

N_u : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (Soit $L_{\max} = 5.35 \text{ m}$).

Vu : Effort tranchant

Donc:
$$V_u = \frac{28222.72 \times 5.35}{2 \times 350.59} = 215.34 \text{ KN}$$

De (1)

De (1) $\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{215.34 \times 10^{-3}}{1.16} = 0.19 \text{ m}$

$d = 0.9 \times h_r \Rightarrow h_r = d / 0.9 = 0.21 \text{ m}$

On opte donc pour : $h_r = 30 \text{ cm}$

♣ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{0.215}{1 \times 0.30} = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

Les dimensions finales du radier sont :

Hauteur total: $h_t = 0.80 \text{ m}$

Hauteur du radier : $h_r = 0.30 \text{ m}$

Enrobage : $d' = 0.05 \text{ m}$

VI.2.5,2 Vérifications nécessaires

♣ **Vérification au poinçonnement** Selon le BAEL99 (Article A.5.2, 42), **[1]**

Nous devons vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_d : Effort normal de calcul à l'ELA du poteau le plus sollicité ; $N_d = 1.69 \text{ MN}$

h_t : Hauteur totale du radier ; $h_t = 70 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité est de dimensions : $(0.50 \times 0.45) \text{ m}^2$, le périmètre d'impact est donné : $U_c = 2 \times (A + B)$



Figure.VI.1 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.45 + 0.80 = 1.25m \\ B = b + h_t = 0.50 + 0.80 = 1.30m \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.10m$$

On trouve :

$$N_d = 1.69MN \leq 0.045 \times 5.10 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} = 3.06MN$$

→ Pas de risque de poinçonnement.

♣ Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à satisfaire est la suivante :

$$N_d \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

N : Le poids total de la superstructure.

F_s : Coefficient de sécurité ; $F_s=1,5$

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ; $H=1,5 m$ (Rapport géotechnique).

S_{rad} : Surface du radier ; $S_{rad}=350.59m^2$.

γ_w : Poids volumique de l'eau ; $\gamma_w = 10KN/m^3$.

$$N_d = 18671.13KN \geq 1.5 \times 1.5 \times 350.59 \times 10 = 7888.28KN \dots \dots \dots CV$$

♣ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. Nous sommes dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol. (DTR BC 2.33.1

(article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{min,max}$: Etant la contrainte minimale, maximale respectivement sous le radier, exprimé par

l'expression suivante : $\sigma_{min,max} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (x_G, y_G)$.

$$\begin{cases} I_x = 6642.0254m^4 \\ I_y = 9576.941m^4 \end{cases} \begin{cases} x_G = 5.25m \\ y_G = 6.30m \end{cases} \begin{cases} M_x = 21816.24KN.m \\ M_y = 21317.419KN.m \end{cases}$$

Sens xx

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{18671.13 \times 10^{-3}}{350.59} + \frac{21816.24 \times 10^{-3} \times 6.30}{6642.0254} = 0.074MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{18671.13 \times 10^{-3}}{350.59} - \frac{21816.24 \times 10^{-3} \times 6.30}{6642.0254} = 0.032MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.074 + 0.032}{4} = 0.064 \leq \sigma_{sol} = 2.30 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

Sens yy :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{18671.13 \times 10^{-3}}{350.59} + \frac{21317.419 \times 10^{-3} \times 5.25}{9576.941} = 0.065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times y_G}{I} = \frac{18671.13 \times 10^{-3}}{350.59} - \frac{21317.419 \times 10^{-3} \times 5.25}{9576.941} = 0.042 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.065 + 0.042}{4} = 0.059 \leq \sigma_{sol} = 2.30 \text{ MPa} \dots \dots CV$$

♣ Vérification de la stabilité au renversement

Selon l'énoncé de l'article (10.1.5) du RPA 99/2003[3] ; nous devons procéder à la vérification suivante, tel que : L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ Article (10.1.5)[3]}$$

Avec,

M : force verticale gravitaire ;

N : force sismique.

Nous aurons donc :

Sens xx

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21816.24}{14544.49} = 1.50 \leq \frac{19.1}{4} = 4.78 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

Sens yy

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21317.419}{14544.49} = 1.47 \leq \frac{25.05}{4} = 6.26 \text{ m} \dots \dots \dots CV$$

VI.3 FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour tout le radier.

Poids propre du radier : $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations Le calcul des sollicitations est donné par l'expression suivante :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

Avec,

Nu: L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = 28222.72 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{28222.72}{350.59} + 1.35 \times 7.5 = 90.63 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3.00 - 0.45 = 2.50 \text{ m} ; L_y = 5.05 - 0.50 = 4.55 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 > 0.4 \text{ Donc la Dalle travaille dans les deux sens}$$

Evaluation des moments

$$\rho = 0.56 \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad \text{Annex 3}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y \end{cases} \begin{cases} M_0^x = 0.088 \times 90.63 \times 2.5^2 = 49.85 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 49.85 \times 0.25 = 12.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés

$$\text{en Travee} \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 42.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 10.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis} \quad M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = 24.92 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×hr)= (1×0.3) m²

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

TableauVI-1 : Ferrailage longitudinal du radier							
	M	μ_{bu}	α	Z	A calculée	Amin	A adopté
	(KN.m/ml)			(m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)/ml
En travée							
Sens x-x	42.37	0,0478	0,0612	0,244	4.99	3.02	6HA12 =6.79
Sens y-y	10.59	0,012	0.0150	0,248	1.23	3.02	6HA12 =6.79
En appuis							
xx - yy	24.92	0,0281	0,0356	0,246	2.91	3.02	6HA12 =6.79

VI.3,1 Vérifications à l'ELU

a. Espacement :

- Travée :

$$\text{Sens x-x} : S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- Appuis :

$$\text{Sens x-x} : S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t = \frac{100}{5} = 20.00 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

b. Condition de non fragilité

Pour le calcul de A_{min} On a $\rho = 0.56$; $h_r = 0.30m$

$$\begin{cases} A_x^{min} \geq \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} \geq \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 \end{cases}$

❖ Travée :

Sens x-x : $A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.93 \text{ cm}^2$... condition vérifier.

Sens y-y : $A_y = 5.56 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.40 \text{ cm}^2$... condition vérifier.

❖ Appuis :

Sens x-x : $A_x = 5.56 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.93 \text{ cm}^2$... condition vérifier.

Sens y-y : $A_y = 5.56 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.93 \text{ cm}^2$... condition vérifier.

C. Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau^{lim} = \frac{0.07 f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

Nous avons, $\tau_u > 0.4$ et une charge répartie,

$$V_x = V_{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{90.63 \times 3.00}{2} \times \frac{5.05^4}{5.05^4 + 3.00^4} = 120.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.484 \text{ MPA} \leq 1.17 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée}$$

→ Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.2 Vérification à L'ELS :**a. Évaluation des sollicitations à l'ELS**

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 18671.13 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations Le calcul des sollicitations est donné par l'expression suivante :

$$Q_u = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{18671.13}{350.59} + 7.5 = 60.76 \text{ KN/m}^2$$

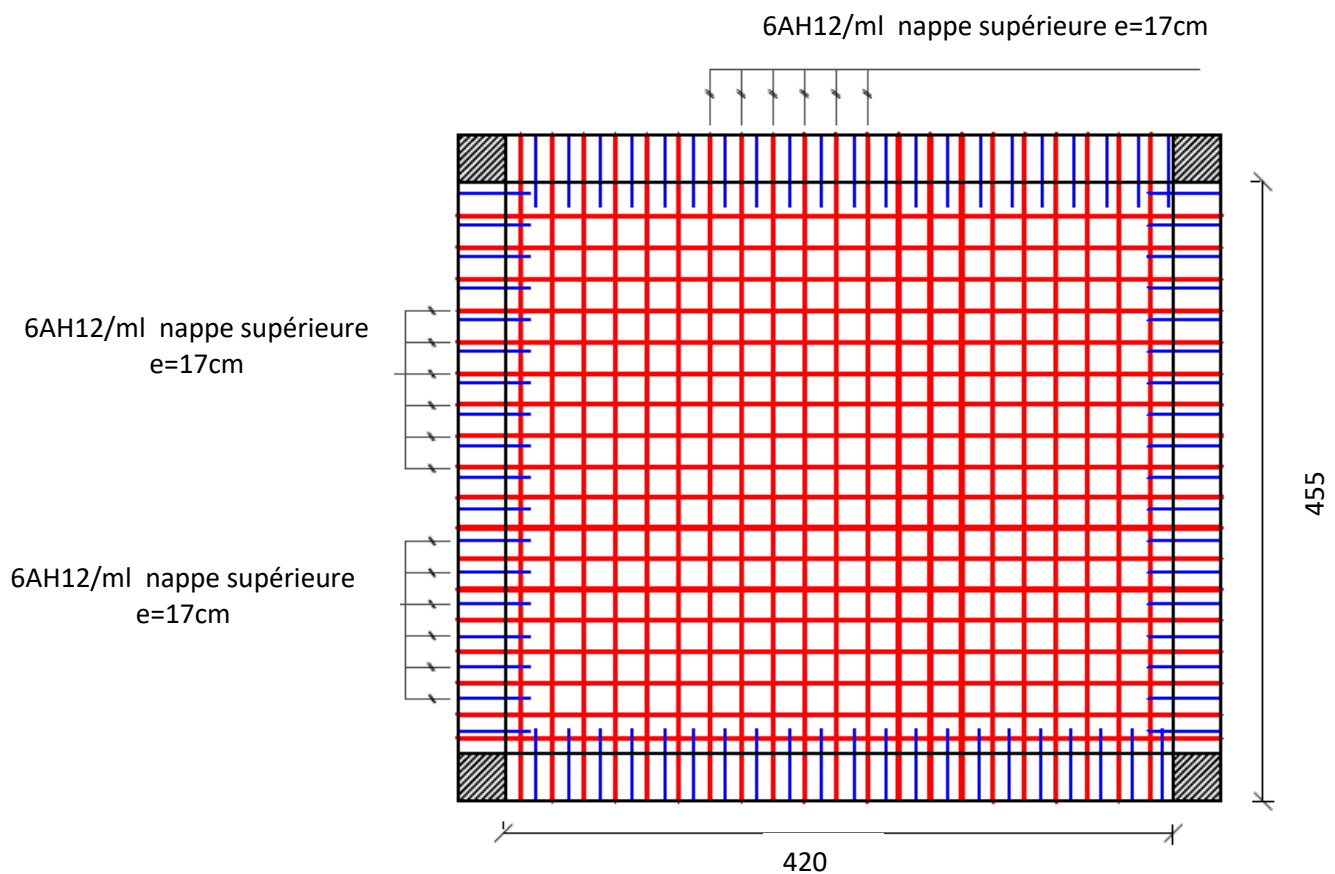
$$\frac{L_x}{L_y} = 0.56 \text{ alors } \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 35.05 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 14.91 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 29.79 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 12.67 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 17.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier.

En Travée										
Sens	Mt (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	29.79	6.79	0,06 2	4,39x10 ⁻⁴	0.42	15	C.V	19.13	201.63	C.V
Y-Y	12.67	6.79	0,06 2	4,39x10 ⁻⁴	0,18	15	C.V	8.14	201.63	C.V
En Appui										
X-X Y-Y	17.52	6.79	0,06 2	4,39x10 ⁻⁴	0.25	15	C.V	11.25	201.63	C.V

VI.3. 3 Schéma de ferrailage du radier

**Figure VI-2 : Disposition d'armatures du radier.**

VI.4 ETUDE DES NERVURES

La répartition des charges sur chaque travée s'effectue en fonction des lignes de ruptures (Répartition triangulaire ou trapézoïdale), comme indiqué sur la figure ci-dessous :

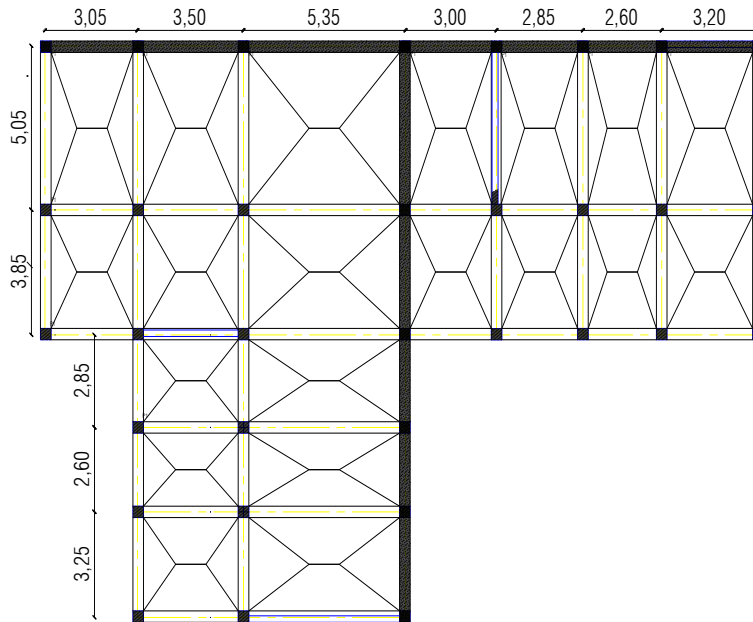


Figure.VI.3: Schéma des lignes de ruptures.

Remarque :

Pour Les nervures sont des poutres de section en T, elles sont calculées à la flexion simple. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture) ; Mais pour la simplification des calculs, on des charges équivalentes uniformément réparties et on ferraille la nervure la plus sollicitée on adopte le même ferrailage pour les autres nervures .le calcul des sollicitations de fait par la méthode de Caquot.

VI.4,1 Calcul des sollicitations

❖ Principe de calcul

Calcul des sollicitations Le calcul des sollicitations est donné par l'expression suivante :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \quad ; \quad Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_n$$

Avec : G_n : Poids propre de la nervure

$$G_n = \rho \times e = 25 \times 0.70 = 17.5 \text{ KN/m}^2$$

Avec,

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$N_u = 28222.72 \text{ KN}$

$$Q_u = \frac{28222.72}{350.59} + 1.35 \times 17.5 = 104.13 \text{ KN/m}^2$$

N_s : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_s = 18671.13 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{18671.13}{350.59} + 17.5 = 70.76 \text{ KN/m}^2$$

Moment en travée : Article E. 2.2,2 [1]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a = -\frac{q_g l_g'^3 + q_d l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')} & \text{appuis intermédiaire} \\ M_a = -0.15 M_0 & \text{appuis de rive} \end{cases}$$

q_d : Charge répartie droite de l'appui considéré

q_g : Charge répartie gauche de l'appui considéré

$$\begin{cases} L' = 0.8 L_{\text{travée intermédiaire}} \\ L' = L_{\text{travée de rive}} \end{cases} \rightarrow \text{Cas des charges uniformément réparties}$$

Effort tranchants :

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

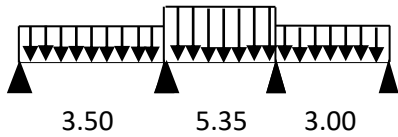
M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

Le calcul des sollicitations des nervures, elles sont également ferrailées à la flexion simple. Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif des résultats

Tableau VI- 3 : Sollicitation de la nervure x-x					
Type de Travée	ELU			ELS	
	$M_a \text{ max}$ KN. m	$M_t \text{ max}$ KN. m	V_{max} KN.	$M_a \text{ max}$ KN. m	$M_t \text{ max}$ KN. m
Travée 3					
	-118.74	196.26	210.70	-80.48	133.02

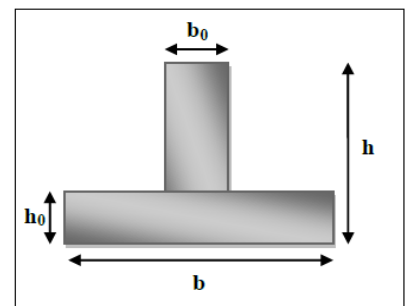
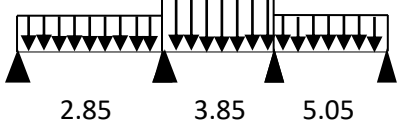


Figure VI-4: Schéma d'une nervure.

Tableau VI- 4 : Sollicitation de la nervure y-y

Type de Travée	ELU			ELS	
	$M_a \max$ KN. m	$M_t \max$ KN. m	$V_{\max}$ KN.	$M_a \max$ KN. m	$M_t \max$ KN. m
Travée 3					
	- 119.26	195.41	210.33	-72.81	118.03

VI.4,2 Dimensionnement des nervures :

- **Calcul de la largeur de la nervure :**

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h ; \text{ avec } h=70\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq b_0 \leq 56\text{cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 60\text{cm}$.

- **Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :**

- $(b - b_0) \leq \min(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10})$ CBA93 (Art 4.1.3) [2]

- b : Largeur efficace.

- b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 60\text{cm}$).

- l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

- l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

- $\frac{(b-60)}{2} \leq \min(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}) \Rightarrow b - 60 \leq 45 \Rightarrow b = 105\text{cm}$

- On adoptera donc les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 105\text{cm} \\ b_0 = 60\text{cm} \\ h_t = 70\text{cm} \\ h_0 = 0.30\text{cm} \end{cases}$$

Tableau VI-5 : Ferrillage des nervures

	M	μ_{bu}	α	Z	A	A _{min}	A adopté
	(KN.m/ml)			(m)	calculée (cm ²)	(cm ²)	(cm ²)/ml
En travée							
Sens x-x	196.26	0,0310	0,04	0,69	23.19	7.20	6HA20+6HA12=25.64
Sens y-y	195.41	0,031	0.039	0,69	23.15	5.88	8HA20=25.13
En apuui							
xx	118.74	0,019	0,0240	0,69	20.13	5.88	10HA16+2HA14
yy	119.26	0,019	0,0240	0,69	20.15	5.88	10HA16+2HA14

VI.4,3Vérification de l'effort tranchant : (BAELA.5.1, 1)[1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{210.70}{105 \times 70} = 0.03 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est nuisible, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

$$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.4,4Diamètre des armatures transversales :(BAELA.7.2, 2)[1]

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

$$\phi_t \leq \min \left(16; \frac{700}{35}; \frac{600}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \phi 10 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.4.5. Armatures de peau

D'après le CBA (Art. A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$\phi_t = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 \times (60 \times 70) = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_p = 2HA16 + 4HA14 = 10.18 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérification à l'ELS des nervures :

Tableau VI-6 :Vérification des nervures à l'ELS.							
	Position	M _{ser} (KN. m)	Y(cm ²)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
x-x	Travée	133.02	0.06	128555.70	0.55	15	Oui
	Appui	-80.48	17.34	1145683.91	0.39		
y-y	Travée	118.03	21.38	1707769.63	0.49		Oui
	Appui	-72.81	20.07	1513454.05	0.35		

Schema de Ferrailage
Coupe en Travée sens (XX + YY)

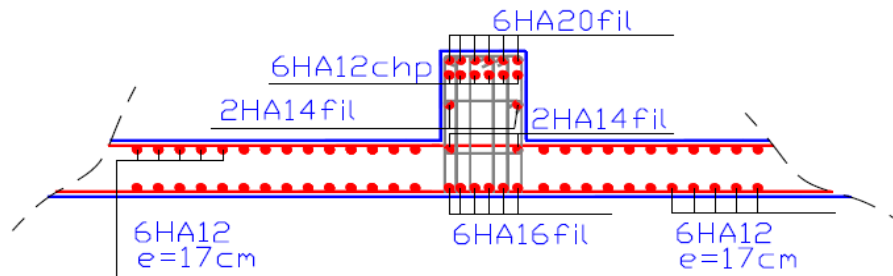


Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage de la nervure et radier suivant sens XX + YY.(Travée)

Schema de Ferrailage
Coupe en Appui sens (XX + YY)

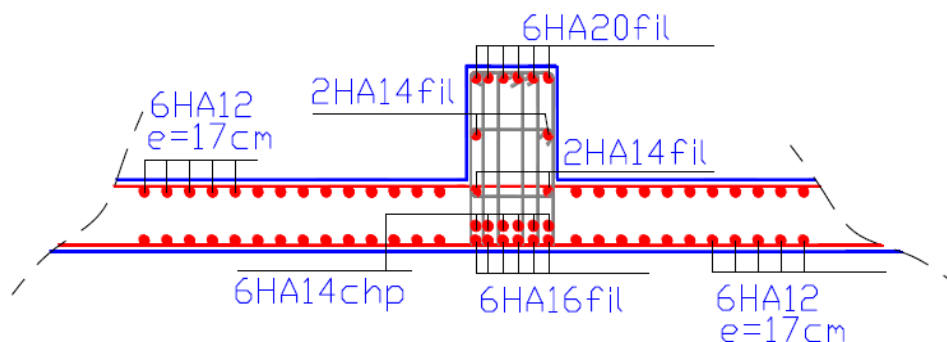


Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage de la nervure et radier suivant sens XX + YY.(Appui)

VI.5 CONCLUSION :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

CHAPITRE VII

ETUDE STATIQUE NON LINEAIRE

VII-1 INTRODUCTION

Nous assistons ces dernières années à un engagement pour l'évaluation du risque sismique du tissu urbain en Algérie. Ces évaluations portent sur la détermination des taux de dommages qui pourraient survenir dans une ville donnée suite à un séisme. Parmi les motivations qui ont incité les décideurs et les chercheurs à entreprendre ce genre d'étude, on peut citer :

- ♣ l'intense activité sismique d'une grande partie du Nord du pays ;
- ♣ l'accroissement de l'activité économique ;
- ♣ l'augmentation du nombre d'habitants dans les grandes villes ;
- ♣ la prolifération des constructions informelles ;
- ♣ l'absence de contrôle ou suivi technique par les institutions régionales,...

Toutes ces raisons font que le tissu urbain qui s'est développé ces dernières années, contient des éléments (constructions ou infrastructures) qui ne sont pas protégés au même degré contre le risque sismique. De ce fait, il est nécessaire de revoir la

vulnérabilité d'une ville dans son ensemble avec toutes ses composantes afin de déterminer les éléments à risque et de prendre les mesures qui s'y imposent.

Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment Composé d'un RDC + 04 étages (R+4), dont le système de contreventement mixte est assuré par des portiques et voiles avec interaction. Notre étude sera basée sur l'application de la méthode statique non linéaire pour bien comprendre le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et bien déterminer les zones critiques qui sont fragiles et susceptible de subir des dommages par la détermination de l'indice de dommages de cette structure .

VII-2 LES DIFFERENTS METHODES D'ANALYSES :

L'étude du comportement des structures vis-à-vis des actions sismiques est nécessaire car les risques de subir un séisme à tout moment n'est pas à écartement et pour cette étude deux méthodes peuvent être appliquée :

a. Méthodes d'analyse Dynamique

- ♣ Méthode de Spectre de Réponse
- ♣ Méthode non linéaires dynamiques temporels.

b. Méthodes d'analyse Statiques

- ♣ méthode statique équivalente
- ♣ Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Pushover)

VII.3 Méthode statique Non-Linéaire (Push over) :

VII.3.1 Définition :

Dans une analyse Push over, un modèle anélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le

séisme de calcul. Le nœud de contrôle où le déplacement cible est défini et pris au centre de masse du niveau terrasse.

Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyste. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments.

Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture.

Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision, alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse Push over sont en termes de courbes de capacité et de demande. La figure 2. Montre la représentation de la capacité par rapport à la demande. Si la courbe de demande intersecte celle de capacité près du domaine élastique, alors la conception est sécurisante, autrement la conception n'est pas adéquate.

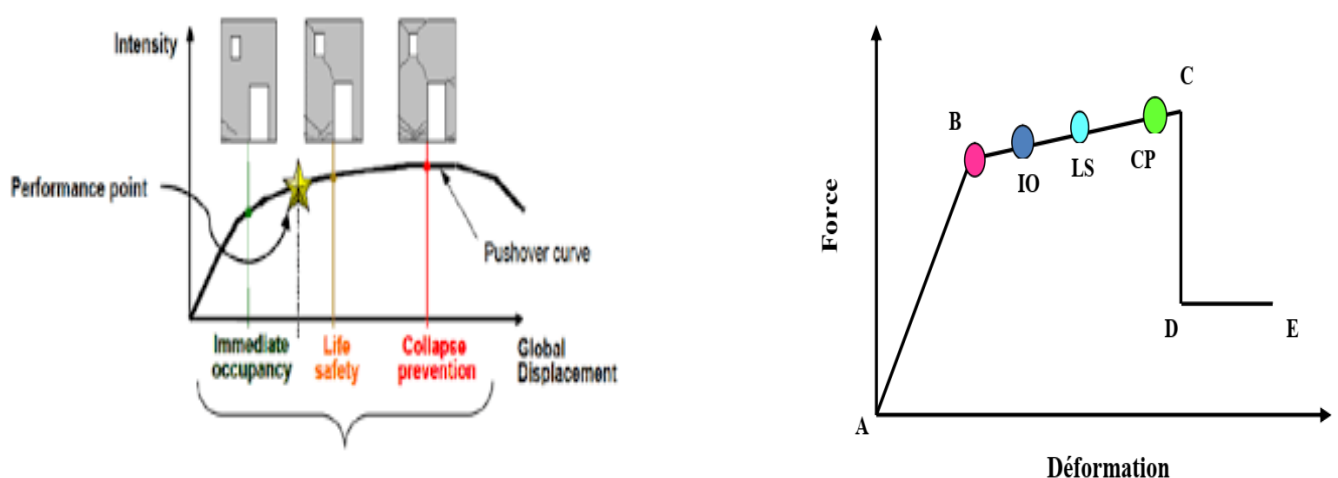


Figure VII.1: Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité[13]

- ♣ Le premier niveau: comportement élastique (un état de non endommagement).
- ♣ Le deuxième niveau : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- ♣ Le troisième niveau : un état d'endommagement avancé (sa stabilité étant en danger).
- ♣ Le quatrième niveau : effondrement de la structure (aucune capacité de résistance).

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la figure 3, où IO, LS et CP sont respectivement le

début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage. Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 3, L'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux :

IO (immédiate occupancy) : Plastification modéré.

LS (life safety): Plastification moyenne.

CP (collapse prévention) : Plastification importante.

VII.3.2 Les avantages de l'analyse Push over :

L'avantage de l'analyse push over est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse push over fournisse des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse :

- ♣ Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- ♣ L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- ♣ L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ♣ L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.
- ♣ Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.
- ♣ L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels.

VII.3.3 Hypothèses d'élaboration de la méthode (Push over) :

L'analyse statique non-linéaire (Push over) est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés (MDOF) (multi degree of freedom)

La réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) (single degree of freedom) (Fig.I.2.), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constant durant le séisme, les expérience ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

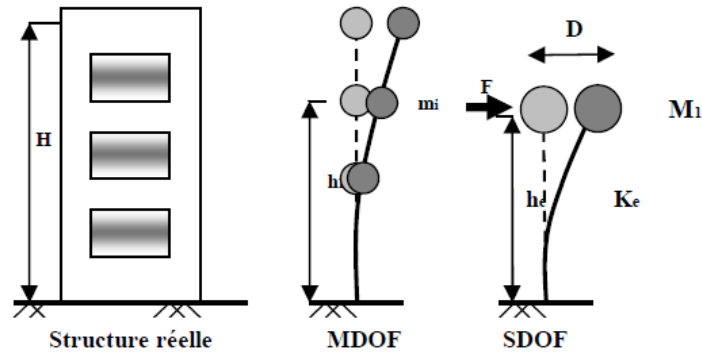


Figure .V.2. Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés
Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Push-over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

Pour réaliser cette transformation, on part de l'équation du mouvement pour un système à NDDL ayant plusieurs modes de vibrations :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -\{M\}\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

Où $\{U\}$ représente le vecteur des déplacements des étages.

Les équations de chaque degré de liberté contiennent les déplacements correspondant aux autres degrés de liberté. On dit que les équations sont « couplées »

En se basant sur le concept de combinaison linéaire de modes, on peut décomposer le système original sous la forme d'une série de n modes propres par un changement des coordonnées: $U = [\phi]\{y\}$.

On transforme les coordonnées normales (déplacements aux nœuds) en coordonnées modales (amplitude de la forme du mode de vibration).

Grace à la propriété d'orthogonalité des modes propres, les équations deviennent non couplées ce qui permet de les résoudre comme les équations d'un système à 1DDL.

$$U = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & \phi_{14} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & \phi_{24} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} & \phi_{34} \\ \phi_{41} & \phi_{42} & \phi_{43} & \phi_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix} \dots (1)$$

Où : $[\phi]$ représente la forme modale

y : l'amplitude de la forme modale

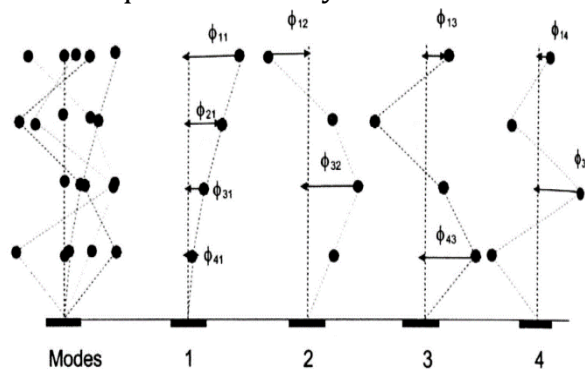


Figure. VII.3 : Les modes de déformation

L'équation du mouvement devient alors :

$$[M][\emptyset]\{\ddot{y}\} + [C][\emptyset]\{\dot{y}\} + [K][\emptyset]\{y\} = -\{M\}\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

En multipliant les deux côtés de l'équation par $[\emptyset]^T$ et en utilisant la relation d'orthogonalité l'équation devient:

$$[\emptyset]^T [M][\emptyset]\{\ddot{Y}\} + [\emptyset]^T [C][\emptyset]\{\dot{y}\} + [\emptyset]^T [K][\emptyset]\{Y\} = -[\emptyset]^T \{M\}\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

$$\{\emptyset\}^T [M] \{\emptyset\} = M_{pi} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix} \quad (M_{pi}, K_{pi} \text{ et } C_{pi}) \text{ représentent la masse}$$

généralisée, la rigidité et l'amortissement généralisée. Dans cette expression, les équations du mouvement des différents modes sont complètement découplées. En écrivant l'équation (1) juste pour un seul mode :

$$\{u_i\} = \{\emptyset_i\}y_i; i=1, \dots, 4$$

dans cet exemple) on obtient : $[M]\{\emptyset_i\}\ddot{y}_i + [C]\{\emptyset_i\}\dot{y}_i + [K]\{\emptyset_i\}y_i = -[m]\{R\}\ddot{u}_g \dots (2)$

En multipliant les deux côtés de l'équation (2) avec $\{\emptyset_i\}^T$ et en utilisant la relation d'orthogonalité, on peut écrire:

$$\{\emptyset_i\}^T [M]\{\emptyset_i\}\ddot{y}_i + \{\emptyset_i\}^T [C]\{\emptyset_i\}\dot{y}_i + \{\emptyset_i\}^T [K]\{\emptyset_i\}y_i = -\{\emptyset_i\}^T [m]\{R\}\ddot{u}_g$$

Avec $M_{pi} = \{\emptyset_i\}^T [M]\{\emptyset_i\}$, $K_{pi} = \{\emptyset_i\}^T [K]\{\emptyset_i\}$ et $C_{pi} = \{\emptyset_i\}^T [C]\{\emptyset_i\}$ les équations généralisées du système transformées en coordonnées modales.

En utilisant la définition du coefficient d'amortissement ξ , L'amortissement généralisé C_{pi} est éliminé de chaque équation. La solution de l'équation ne dépend plus que du coefficient d'amortissement, de la fréquence et de l'agression sismique.

Quand le système initial est transformé en coordonnées modales et que les équations modales sont divisées par la masse généralisée, la partie du terme de droite de chaque équation qui multiplie l'agression sismique s'appelle le facteur de participation modale Γ_i

En écrivant l'équation du mouvement pour un système à 1DDL équivalent, on obtient :

$$d_{1ddl}'' + 2\zeta_1 w_1 d_{1ddl}' + w_1^2 d_{1ddl} = -\ddot{u}_g(t) \quad \dots (3)$$

En comparant l'équation du mouvement pour le système à n DDL et l'équation du mouvement pour un système à 1DDL équivalent, on remarque que par similitude, on peut écrire:

$$y_i = \Gamma_i d_{1ddl}(t) \dots (4)$$

En reprenant les transformations antérieures des coordonnées, l'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements de chaque mode devient:

$$\{u(t)\} = \sum_i^n \Gamma_i \{\phi\}_i d_{1ddl}(t) \dots \dots (5)$$

Soit, en ne considérant qu'une mode: $d_{1ddl}(t) = \frac{u_i(t)}{\Gamma_i \phi_i} \dots \dots (6)$

Cette relation est utilisée pour relier les déplacements de la courbe Push-over $u(t)$ aux déplacements correspondant à un système équivalent à 1DDL.

Le facteur de participation relie le déplacement du point de contrôle de l'analyse push-over (souvent en haut du bâtiment) au déplacement du système équivalent à 1DDL.

Pour obtenir la masse modale effective qui relie l'effort tranchant de la courbe Push-over à l'accélération spectrale de la courbe de capacité, on écrit les forces « statiques » nécessaire pour produire le déplacement $\{u_i(t)\}$:

$$\{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = [K]\Gamma_i \{\phi_i\} d_{1ddl} \dots \dots (7)$$

En tenant compte du changement de coordonnées et de l'équation précédente on écrit:

$$\{u_i(t)\} = \{\phi_i\} y_i = \{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a \dots \dots (8)$$

$$\text{avec } \Gamma_i = \frac{L_i^*}{M_{pi}}; d_{1ddl} = \frac{1}{\omega_i^2} S_a$$

Avec $L_i^* = -\{\phi\}^T [M]\{R\}$ En remplaçant l'équation 8 dans 7, on obtient

$$\{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = [K]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a \dots \dots (9);$$

pour $[K]\{\phi_i\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\}$, L'équation (9) devient :

$$\{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a$$

L'effort tranchant à la base de la structure s'exprime alors par la relation suivante :

$$V_i = \{R\}^T \{F_i(t)\} = \{R\}^T [M]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} S_a = \frac{(L_i^*)^2}{M_{pi}} S_a = \bar{m}_i S_a$$

Où $\bar{m}_i = \Gamma_i^2 M_{pi}$ est la masse effective modale associée au mode i

La somme de toutes les masses effectives modales est égale à la masse totale de la structure. Pour avoir de bons résultats, il est recommandé d'utiliser dans l'analyse une masse effective modale au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.

La masse modale peut être interprétée comme la partie de la masse totale qui répond au séisme dans chaque mode. La masse effective modale relie l'effort tranchant à la base de la structure V au pseudo accélérations du système équivalent à 1DDL.

VII.3.4 Étapes de l'Analyse PUSH OVER :

L'approche utilisée pour l'estimation des dommages repose sur la méthode de capacité spectrale. Elle se décompose en quatre étapes principales (Fig. 1): la définition de la courbe de capacité (Fig. 1.a), la définition du scénario sismique (Fig. 1.b), l'obtention du point de performance (Fig. 1.c) et la détermination des courbes de fragilité (Fig. 1.d) pour estimer l'endommagement produit par un séisme donné [14],[15].

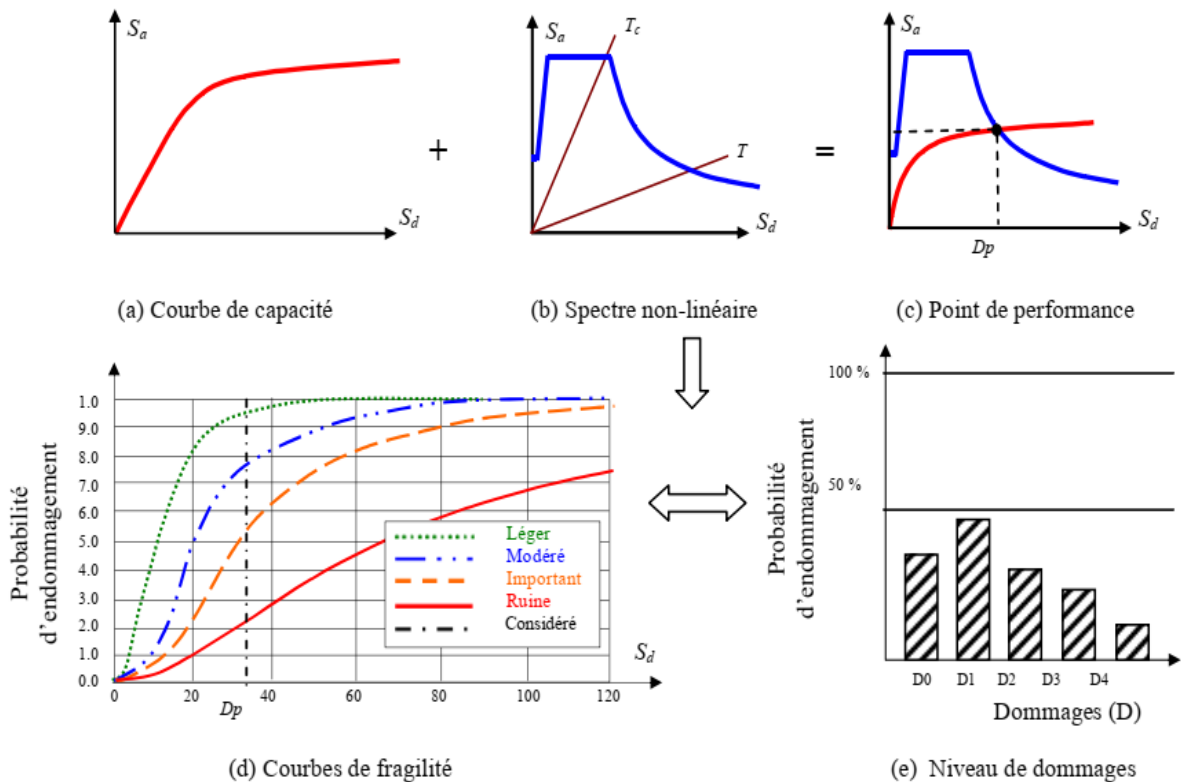


Figure .V.4. Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.

Etape 1 : La première étape consiste à déterminer et reproduire le comportement global d'une structure en poussée progressive. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale, d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux.

La structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation parasismique Algérienne RPA2003, ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par : $G+0,2Q$.

Etape2 : consiste à définir et reproduire le chargement sismique : en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques provenant d'un spectre de réponse de la zone d'étude. Dans cette étape, le spectre qui définit l'exigence sismique et la courbe de capacité qui définit la performance potentielle de la structure, seront transformés en un spectre de capacité en termes de déplacement spectral « S_d » en fonction de l'accélération spectrale S_a , puis d'en déterminer le point de performance obtenu par l'intersection des deux courbes.

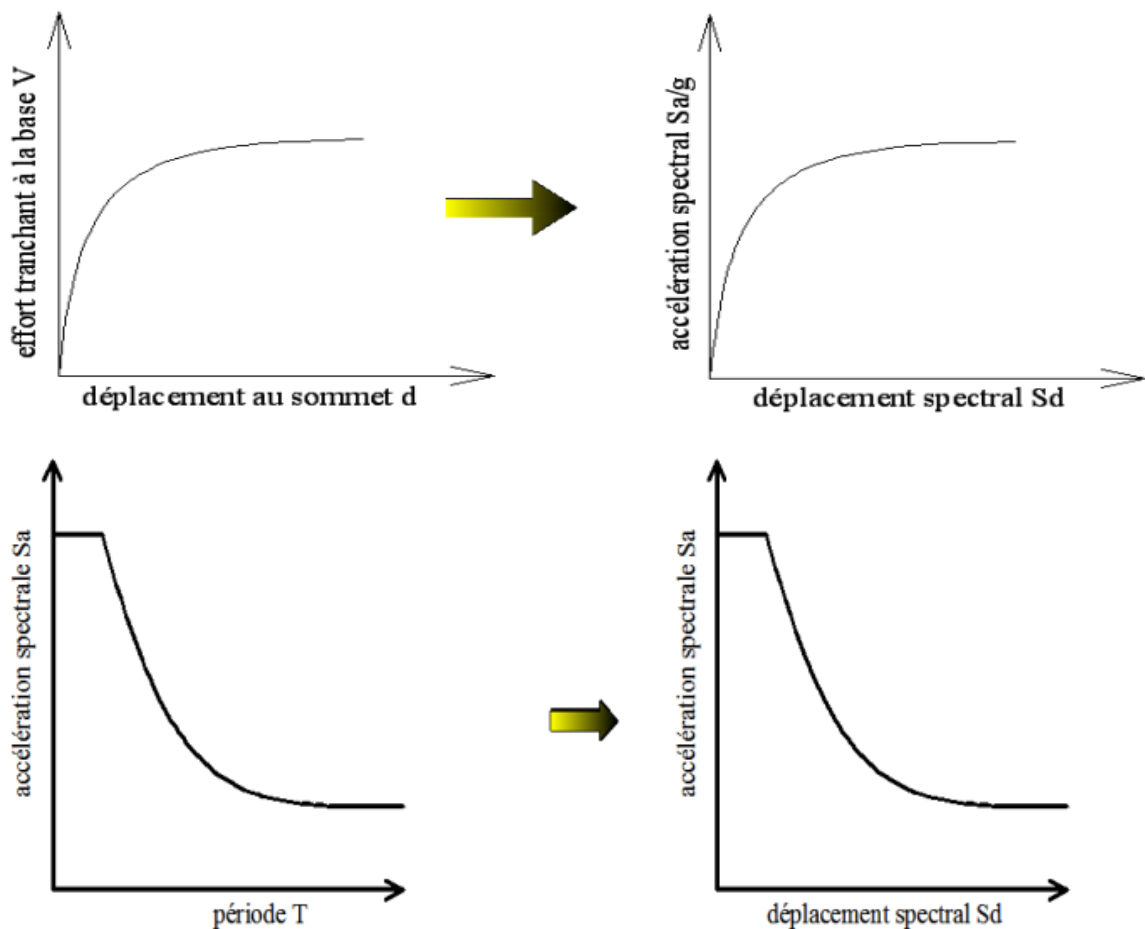


Figure VII.5: Transformation de la courbe de capacité et de demande [16].

Etape3 : On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

Etape4 : consiste à : identifier les déplacements spectraux en fonction des degrés ou niveaux de dommages prédéfinis. En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes

plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants.

Le déplacement spectral (correspondant au point de performance de la structure étudiée) est utilisé pour évaluer la vulnérabilité sismique en déterminant pour chaque degré de dommage la probabilité d'occurrence d'un niveau d'endommagement donné de la structure.

VII.3.5 Détermination de point de performance :

Le calcul du point de performance requiert à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non linéaire (capacité).

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Le point d'intersection du spectre (courbe de demande) et de la courbe accélération-déplacement de l'oscillateur (courbe de capacité) peut être considéré comme un **point de performance** et donne l'accélération spectrale -les efforts- et le déplacement observés pour un séisme donné.

Cette démarche est similaire à une méthode sécante et l'amortissement utilisé doit être en fonction de la ductilité appelée.

Ainsi, la détermination du point de fonctionnement correspondant à un niveau de séisme donné nécessite-t-il un certain nombre d'itérations car la ductilité appelée et donc l'amortissement ne sont pas a priori connus (**Figure VII-5.a**). Par contre, lorsqu'on cherche le niveau de séisme correspondant à une certaine ductilité, le processus n'est pas itératif car les déplacements et les accélérations spectraux, à amortissement constant, sont directement proportionnels à l'accélération maximale du signal (Figure VII.5.b).

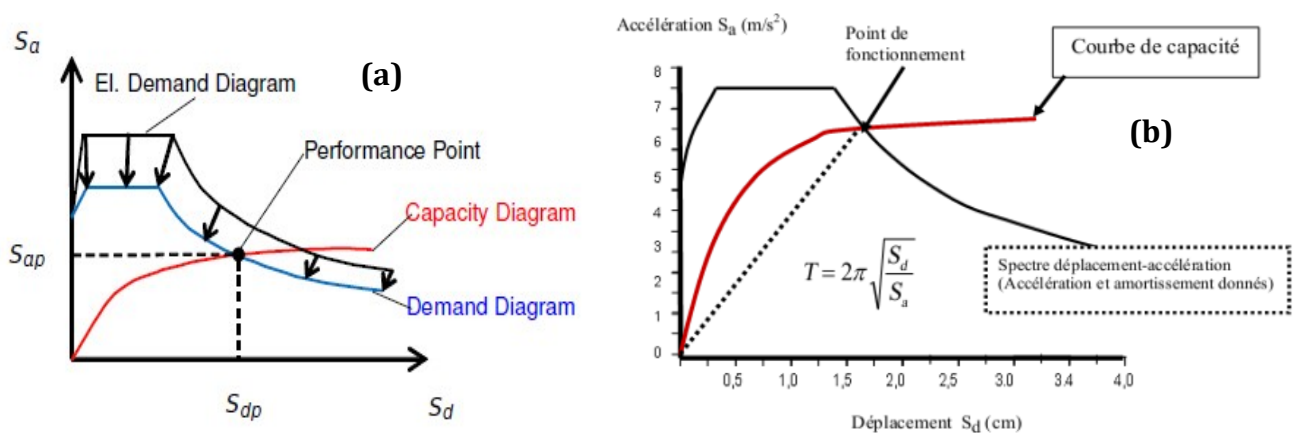


Figure VII.6 :Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande et de la capacité

à dissiper de l'énergie. Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage

des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40[13] et FEMA 356[17]. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ).

Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. La détermination du point de performance reste donc une tâche délicate qu'il faut aborder avec beaucoup d'attention dans les analyses non-linéaires.

VII.3.6 Les Rotules Plastiques :

Le comportement non linéaire des éléments est représenté par des rotules plastiques localisées aux endroits où des dommages sont attendus (aux extrémités des poutres et des colonnes, au milieu des bielles représentant les remplissages).

Ces Zones de la structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire de ces éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux endroits où la plastification s'effectue de manière localisée. Dans notre cas, trois types de rotules ont été considérés :

- Rotules plastiques en flexion ($M2, M3$)
- Rotules plastiques en flexion composée (PMM)
- Rotules plastiques en cisaillement ($V2, V3$)

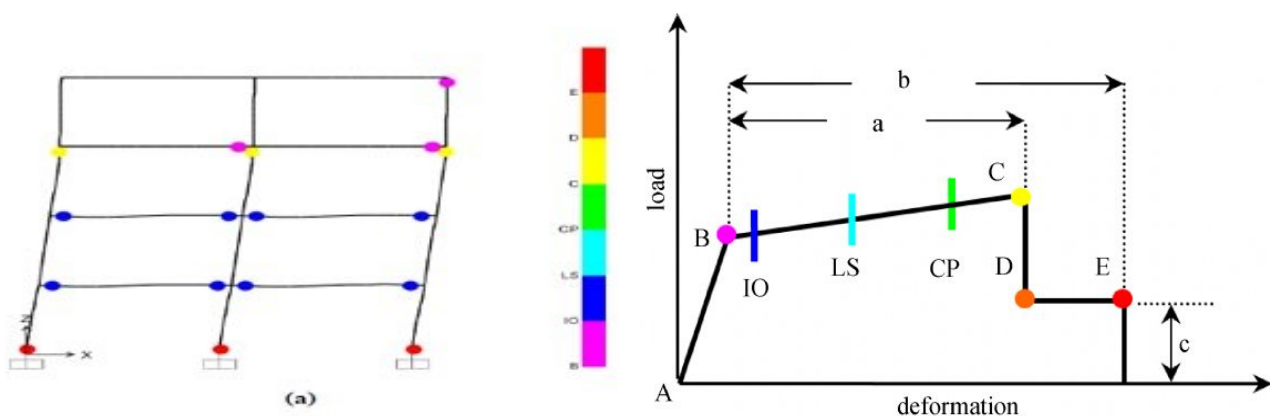


Figure VII.7 : Plastification de la structure (les rotules plastiques)

Des rotules en flexion (M3) et en cisaillement (V2) sont considérées pour les éléments poutres, et des rotules en flexion composées (PMM) et en cisaillement (V2,V3) sont considérées pour les poteaux. Les lois de comportement retenues sont celles définies par défaut par le logiciel. En pratique, les propriétés proposées par les directives américaines FEMA273 et ATC 40 sont utilisées pour leur simplicité.

VII.3.7 Détermination du déplacement global de la structure :

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante : $\mathbf{u}_t = \mathbf{S}_d \mathbf{\Gamma}$

VII.4. MODELISATION NUMERIQUE DE LA STRUCTURE

Pour pouvoir modéliser la structure et faire l'analyse non linéaire, il devient nécessaire de faire appel à un code de calcul se basant sur la méthode d'élément finis, c'est de ce fait que nous avons opté pour le logiciel SAP2000.

VII.4.1. Caractéristiques principales du logiciel :

SAP2000 est un programme développé par la compagnie " Computers and Structures, Inc." Pour l'analyse et la conception des structures. SAP2000. v21 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, stades, tours, usines industrielles, structures en mer, systèmes de canalisation, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc.

Il offre la possibilité de :

- ♣ Définir la structure en mode graphique.
- ♣ Visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.
- ♣ La prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux.
- ♣ Effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire). SAP2000 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS , SAFE, Excel).

♣ Composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran). Le logiciel SAP2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus.

VII.4.2. Les étapes de la modélisation du comportement non linéaire :

Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Étape 1 : introduire le ferrailage des éléments porteurs : Poteau, poutre, voile.

Étape 2 : introduire les rotules plastiques au niveau des zones critiques.

Étape 3 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over).

Étape 4 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000.

VII.4.2.1. Définition du comportement non linéaire éléments structuraux :

Premièrement on va introduire le ferrailage des poteaux et poutres de la manière suivante (exemple d'un poteau) :

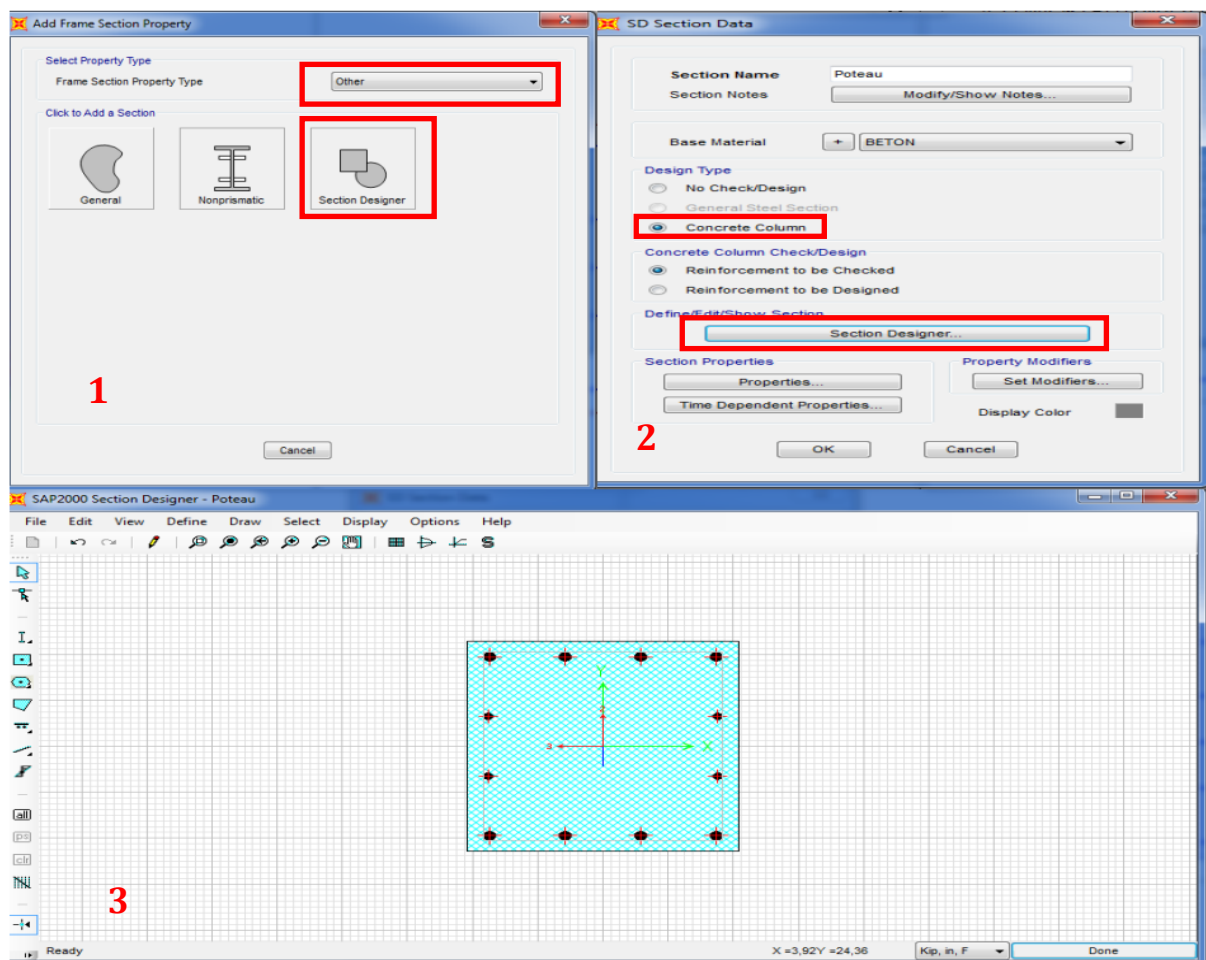


Figure VII.8 : les étapes de définition de ferrailage des poteaux et poutres.

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules

plastiques «Plastic Hinge» aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

N.B : pour l'élément poutre on a introduit la section d'armature trouvée au niveau des appuis.

VII.4.2.2. Définition des rotules plastiques :

Pour définir les rotules plastique : **assign** → **section properties** → **hinges properties**.

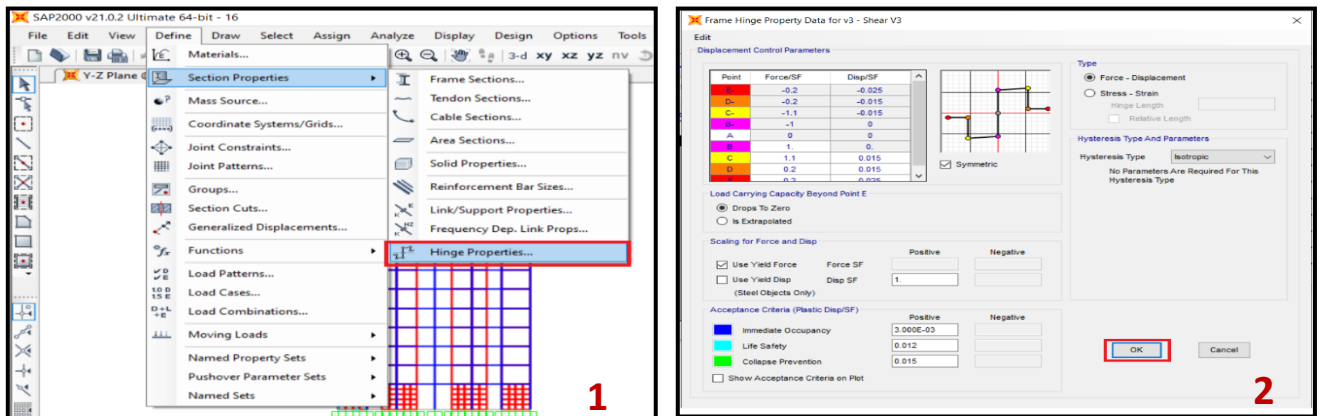


Figure VII.9: Définition des rotules plastiques (hinges).

a. Les éléments poutres

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres des rotules plastiques de flexion (M_3), et de cisaillement (V_2). avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel sap2000. Les rotules de flexion « M_3 » et de cisaillement « V_2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

- ♣ Select → frame section → poutres
- ♣ Assign → frame → Hinges

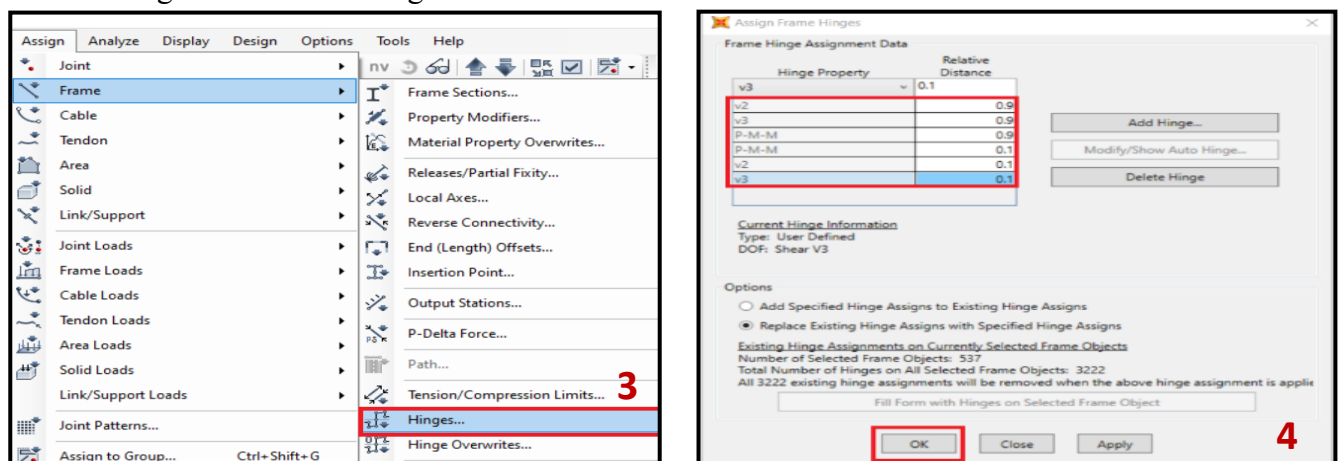


Figure VII.10 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

b. Les éléments poteaux :

Pour les poteaux on introduit des rotules de cisaillement « V3 » et « V2 », et des rotules de type « PM2M3 ».

Dans la fenêtre qui apparait, Pour chaque de type de rotule choisie « **assign** → **frame** → **Hinges** », on introduit dans la case « Relative Distance » les valeurs des rapports (0.1) et (0.9) qui correspondent aux extrémités des poteaux (Nœud).

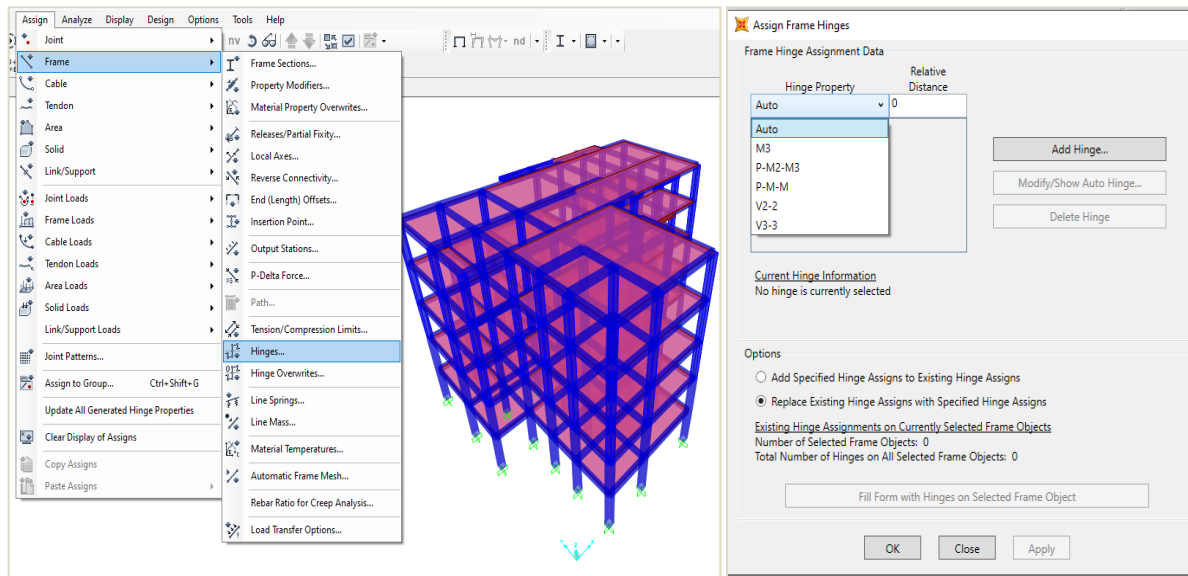


Figure VII.11 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

VII.4.2.3. Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over).

Dans cette étude on a adopté une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible : $D_{\text{cible}} = (\text{hauteur du bâtiment} / 25)$.

Ce type d'analyse est choisi lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. Pour cela deux types de chargement sont introduites :

♣ Sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est : **define load cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear**

dans le case (load case name) on écrit $G+0.2Q$ (push gravitaire) → le type de ce chargement est (static non linear) → Le chargement introduit correspond à la combinaison

proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : $(G+0.2Q) \rightarrow$ on clique sur (modify).

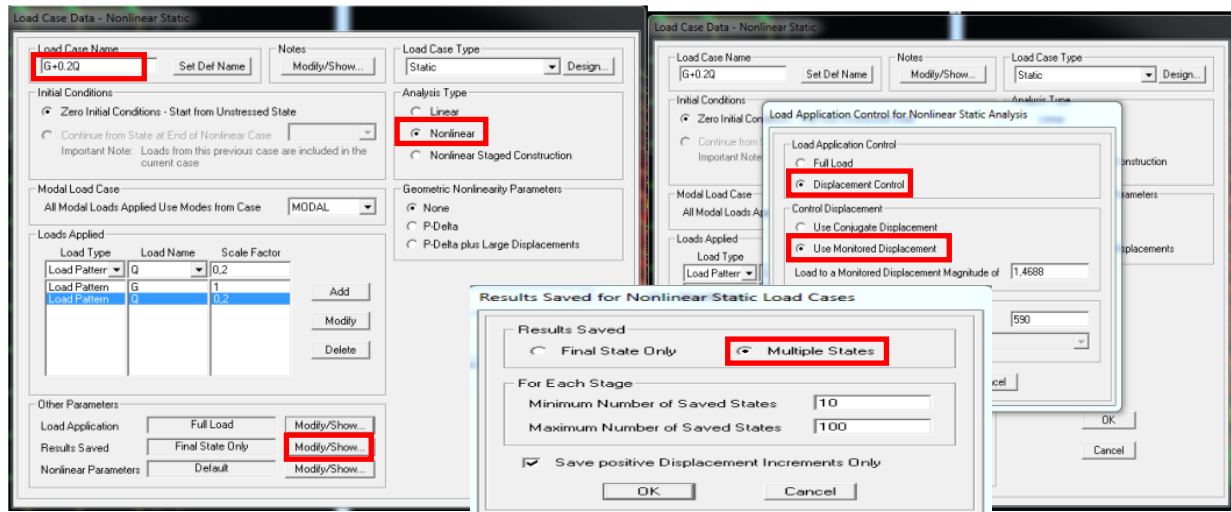


Figure.VII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

♣ Sous charges horizontales :

Cette étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY (Push x-x, push y-y).

Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens X-X. Le chemin emprunté est :

Define > load cases > add new load case > push x-x (static Nonlinear)

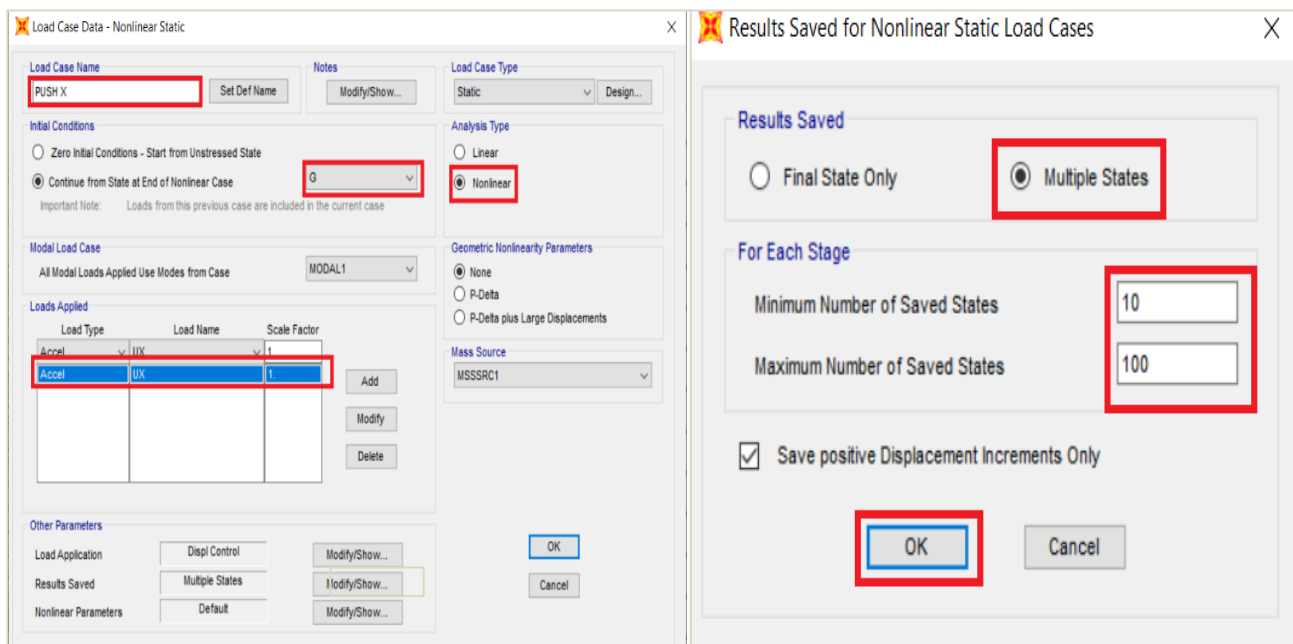


Figure.VII.13: Définition du comportement non linéaire des éléments sous charges horizontales.

Après ces étapes on définit les chargements de l'analyse over par les étapes suivantes :

- Sélectionner tous les nœuds sauf les nœuds de la base.
- Introduire la charge par cette méthode :

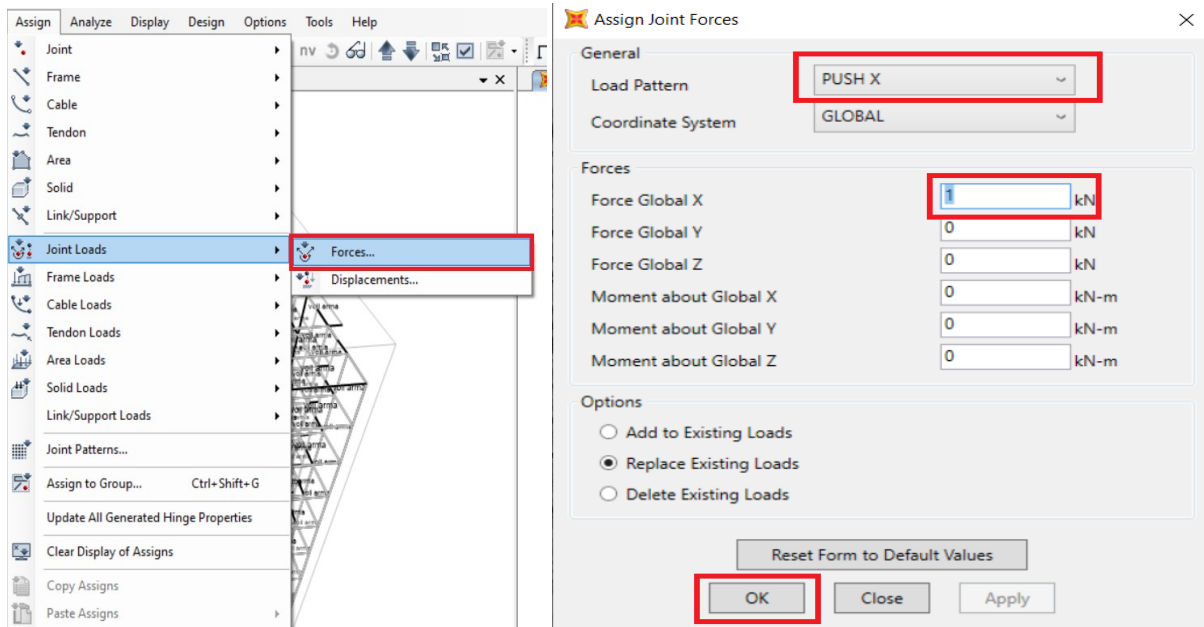


Figure.VII.14 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens XX)

- ✓ On fait les mêmes étapes pour la charge en sens Y-Y (push y-y).
- ✓ Finalement on lance le calcul.

La valeur de déplacement du point moniteur est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de la structure :

$$D_{cible} = \frac{h}{25} = \frac{h}{25} = \frac{15.3}{25} \rightarrow \mathbf{D_{cible} = 612mm}$$

VII.5. RESULTATS DE L'ANALYSE PUSH OVER:

La méthode statique non linéaire (Push over), permet d'analyser le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique. Au terme de cette analyse, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité de la structure .Nous présenterons également le point de performance, les déplacements inter étages ainsi que le mécanisme de ruine de la structure.

Nous déterminerons également la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles), et les niveaux de dommages correspondant au point de performance.

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur : Analyse > Run Static Non Linear Analysis.

VII.5. 1. Détermination de la courbe de capacité (V_{base} – D_{sommet}) :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comportée abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

Pour visualiser la courbe de capacité ; Display > Show Static Pushover Curve. Dans la fenêtre qui apparait (Figure VII.14), on choisit le type de chargement push over définie précédemment dans la case «Static Non Linear case».

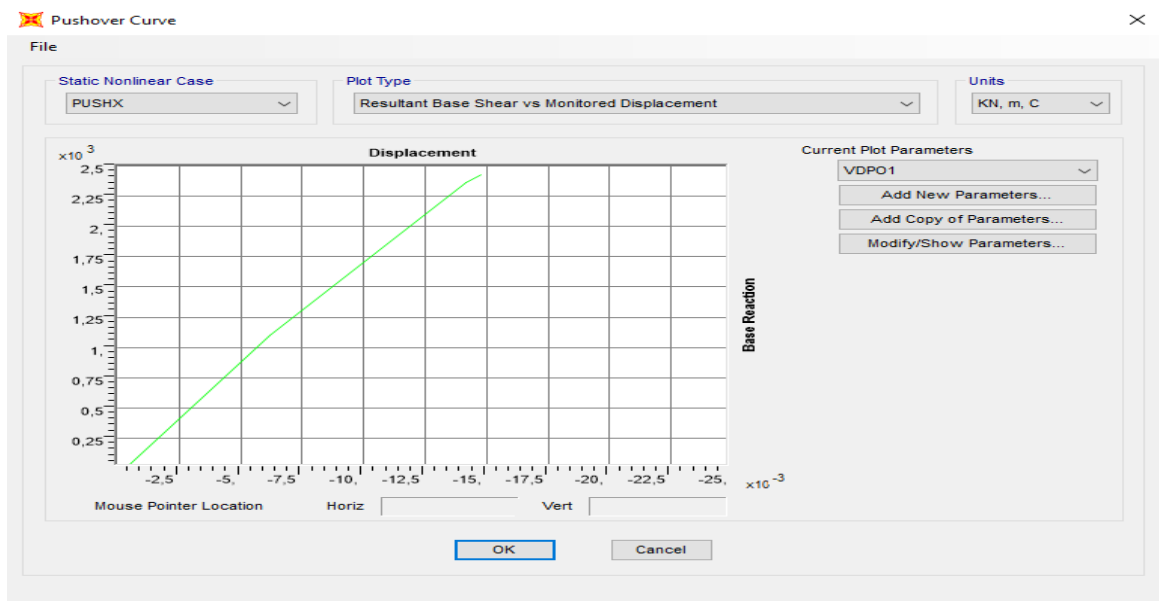


Figure.VII.15 : Courbe push-over donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement

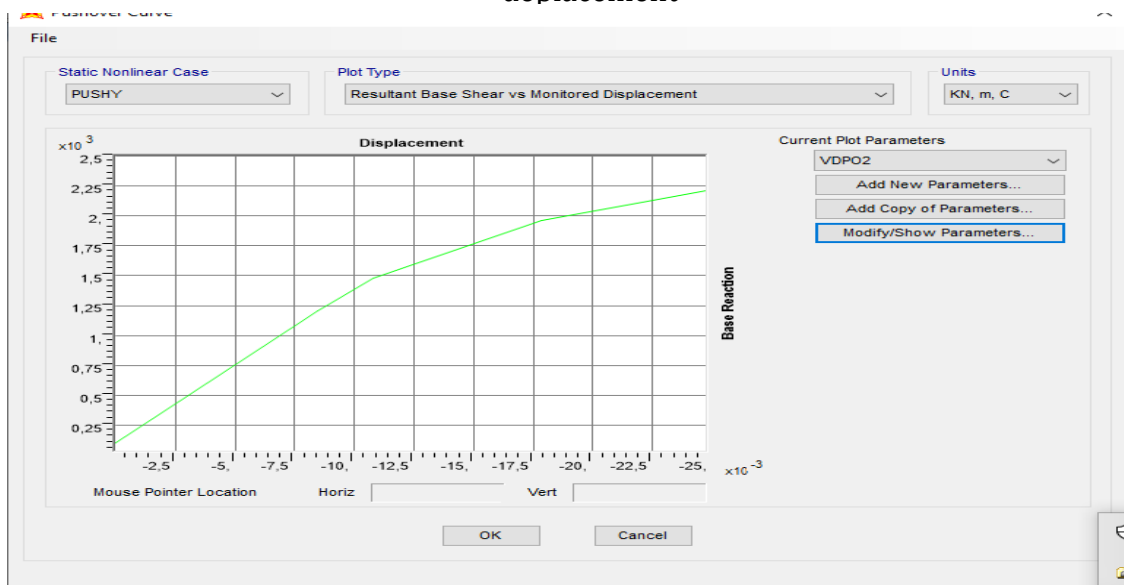


Figure.VII.16 : Courbe push-over donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement

VII.5. 2. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

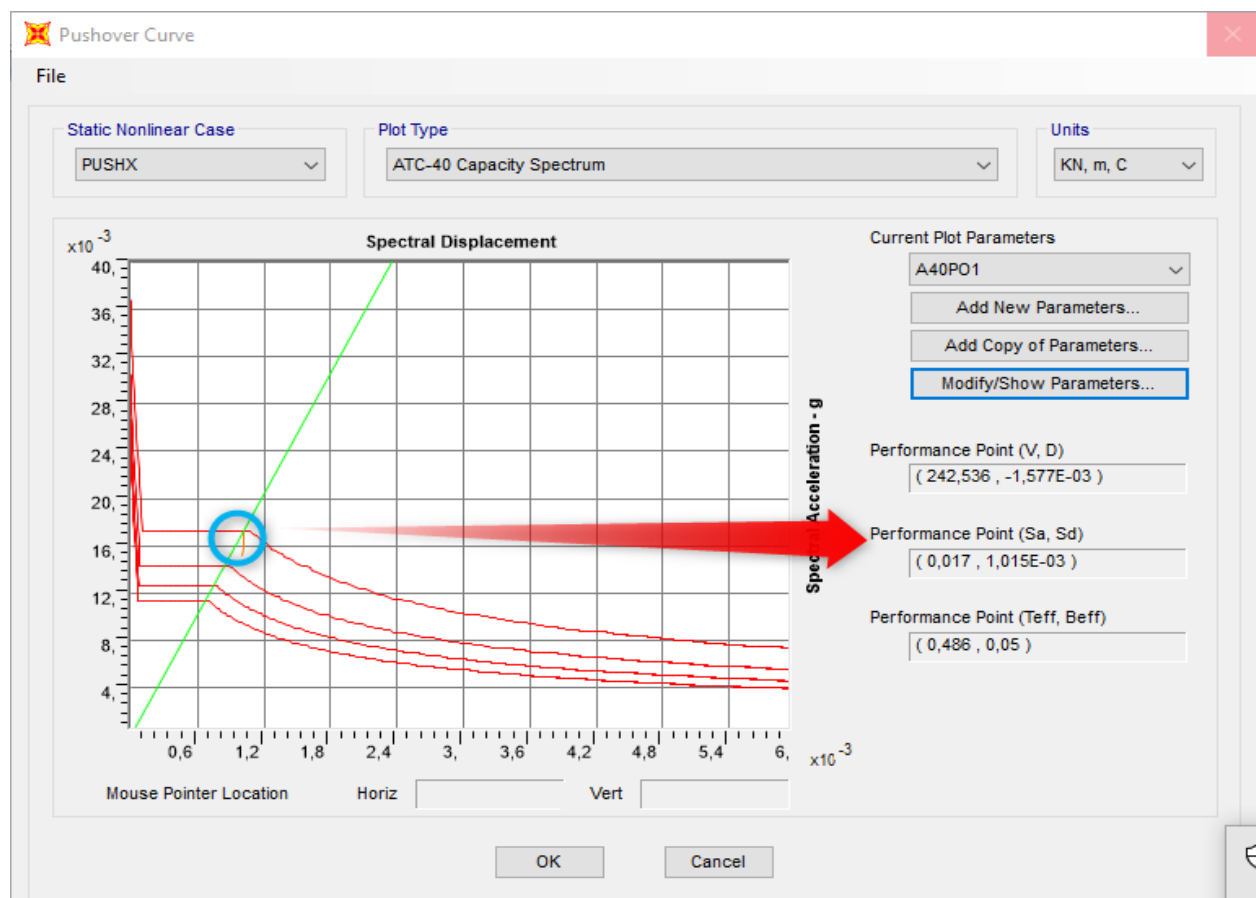


Figure VII.17 : Détermination du point de performances en Sens X-X (courbe de capacité spectrale).

Cette courbe est essentielle dans notre analyse et recherche de la disposition optimale, car elle peut nous éclaircir sur les performances dynamiques.

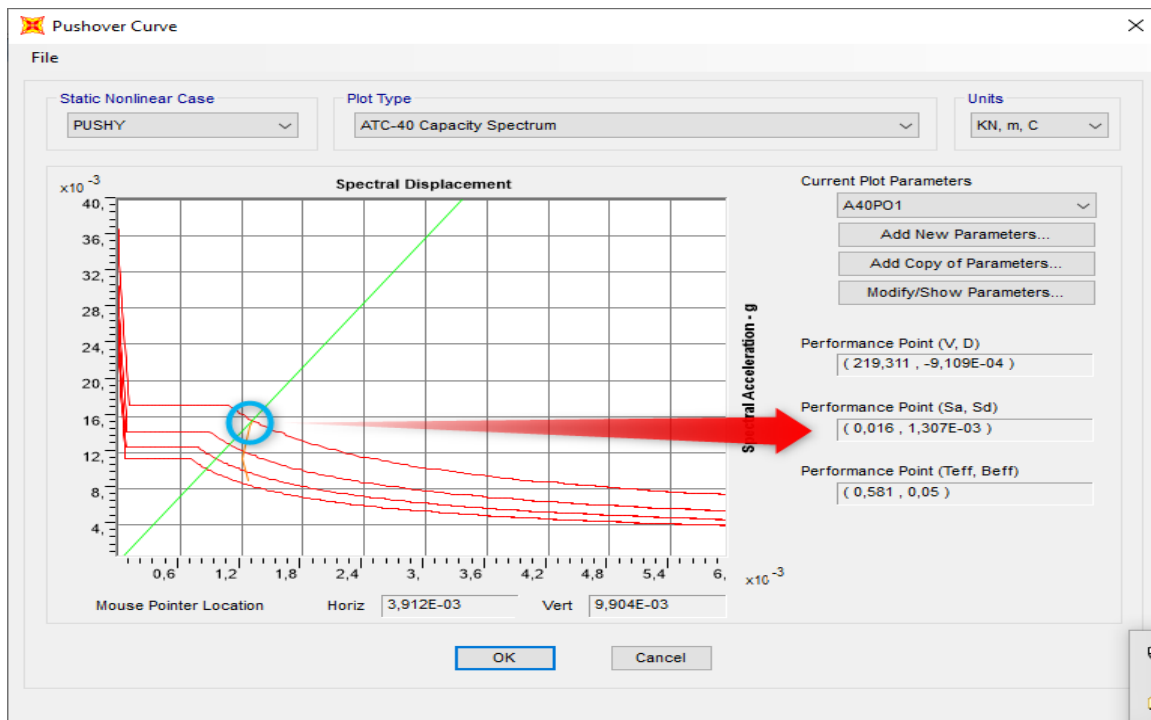


Figure VII.18 : Détermination du point de performance sens Y-Y(courbe de capacité spectrale).

Commentaires :

- La détermination du point de performance a montré que le sens « Y » est plus performant que le sens « X » et cela par la valeur de l'effort tranchant qui revient à chaque sens et le déplacement causé.
- En effet, dans le sens « X » pour un effort tranchant de 242.53 KN le déplacement est 1.57mm. Par contre, dans le sens « Y »l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de 219.31 KN mais le déplacement causé est moins important que celui du sens X et il est de 0.91mm.

VII.5.3. La bi linéarisation de la courbe push-over :

Les courbes de capacité de la structure nous renseignent sur la réponse de cette dernière suivant les charges de la méthode Push-Over, dont on peut clairement distinguer la phase élastique du comportement (état réversible), et la phase poste-

élastique (état irréversible), jusqu'au point de performance qui représente le dernier point de résistance de cette structure.

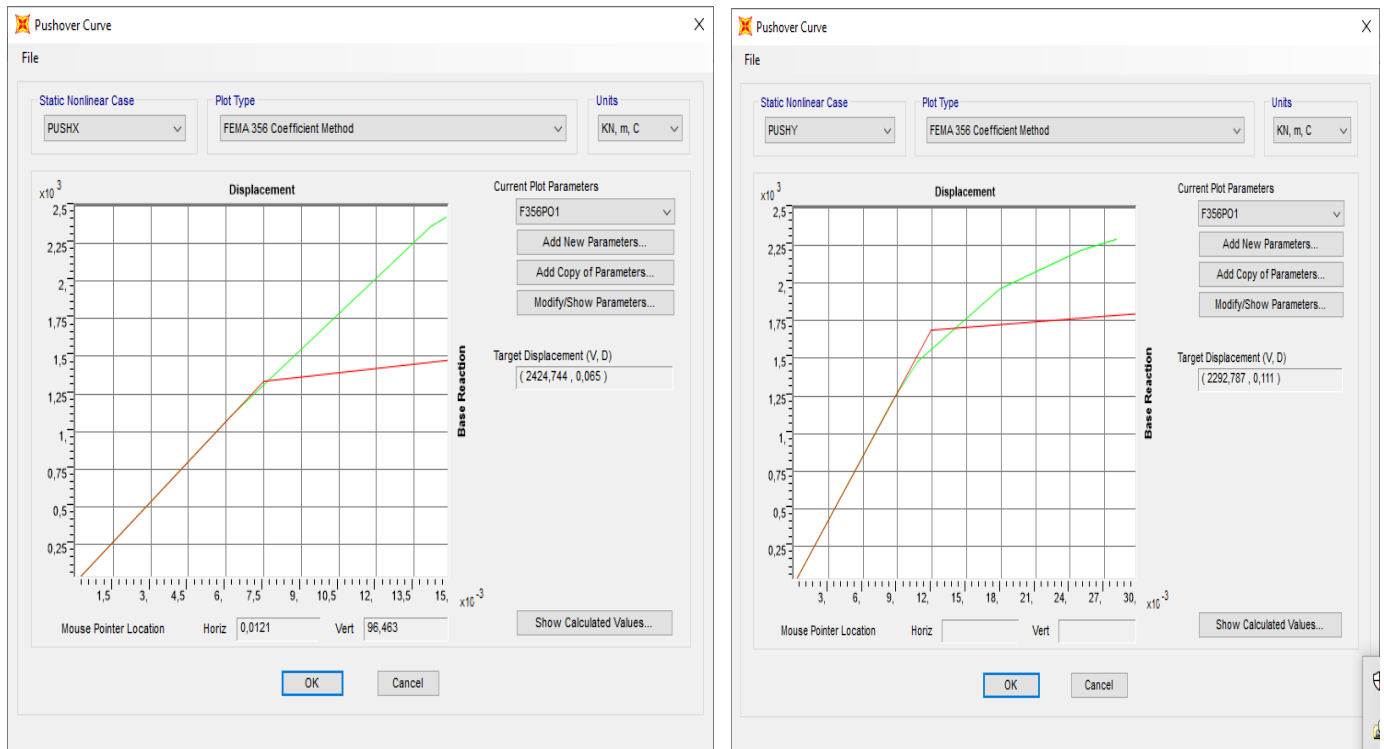


Figure VII.19 : La bi linéarisation de la Courbe de capacité

SENS X :

On remarque que l'effort tranchant d'une valeur de 2424.74 KN qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine, est supérieure de 12% à la force obtenue par la méthode statique équivalente ($V_x = 2154.56$ KN).

- Même le déplacement global de 0.014m reste inférieur à la valeur de 1% $H = 0.153$ m toléré par le règlement RPA99/v2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme dans le sens X.

SENS Y :

- On remarque que l'effort tranchant d'une valeur de 2292.78 KN qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine, est supérieure de 6.4% à la force obtenue par la méthode statique équivalente ($V_y = 2154.56$ KN).

- Même le déplacement global de 0.028m reste inférieur à la valeur de 1% $H = 0.153$ m toléré par le règlement RPA99/V2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme aussi dans le sens Y.

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point, qui représente le point de la performance d'essai estimé par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite.

Tableau VII.1. La capacité spectrale de la structure sens x.

pas	Teff Sec	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand
0	0,486453	0,05	0	0	0,048335	0,822279
1	0,486453	0,05	0,00462	0,078599	0,048335	0,822279
2	0,615575	0,111027	0,01078	0,167492	0,059313	0,921585
3	0,566857	0,088746	0,011292	0,171579	0,053189	0,808165

D'après cette résultat on à l'amortissement visqueux équivalent commence par 5% jusqu'à 8%, et le point de performance est égale à 6.5 cm sous un effet d'une force latérale égalé à 2424.74 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 2 et 3, après le pas 3 on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

Tableau VII.2 . La capacité spectrale de la structure sens y.

pas	Teff Sec	Beff	SdCapacity m	SaCapacity	SdDemand m	SaDemand
0	0,580731	0,05	0	0	0,057703	0,688787
1	0,580731	0,05	0,007174	0,085629	0,057703	0,688787
2	0,587642	0,052889	0,008966	0,104881	0,057676	0,674637
3	0,633837	0,071751	0,014753	0,138296	0,055452	0,519798
4	0,697675	0,096881	0,020541	0,156562	0,055616	0,423902
5	0,69773	0,096902	0,020546	0,156574	0,055616	0,423833
6	0,723325	0,106676	0,023	0,160834	0,05562	0,388939
7	0,723776	0,106847	0,023061	0,16088	0,055597	0,387861
8	0,723898	0,106893	0,023065	0,160903	0,055608	0,387932
9	0,724302	0,107045	0,023086	0,16097	0,055631	0,387897

D'après cette résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 5% jusqu'à 10%, et le point de performance est égale à 0.028 cm sous un effet d'une force latérale égalé

à 2154.56 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 0 et 1, Après le pas 9 on a dépassé la capacité ultime de la structure donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

En se basant sur les degrés de dommage structurel, une équivalence entre l'indice de dommage précédemment défini « D_i » et l'état de dégradation est donnée au tableau VII.3. Pour procéder au calibrage des paramètres des fonctions de fragilité, il est nécessaire d'établir une corrélation entre l'indice de dommage précédemment défini D_i et les déplacements inter-étage.

Tableau VII.3. Equivalence entre l'Indice de dommages et l'état de dommages	
Index de dommages	Etat de dommages
$D_i \leq 0,1$	<i>Aucun dégat</i>
$0,1 < D_i \leq 0,25$	<i>Léger</i>
$0,25 < D_i \leq 0,40$	<i>Modéré</i>
$0,40 < D_i \leq 1,00$	<i>Important</i>
$D_i > 1,00$	<i>Ruine</i>

$$D_i = \frac{\delta m - \delta y}{\delta u - \delta y}$$

δm : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance)

δu : est le déplacement ultime (ruine totale).

δy : est le déplacement correspondant au seuil de plastification.

$$D_i = \frac{\delta m - \delta y}{\delta u - \delta y} = \frac{0.00157 - 0.0074}{0.014 - 0.0074} = -0.88$$

Interprétation : aucun dommage prévu pour notre structure (domaine élastique).

VII.5.4 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (Rotules Plastiques) :

L'application de la méthode Push-over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel.

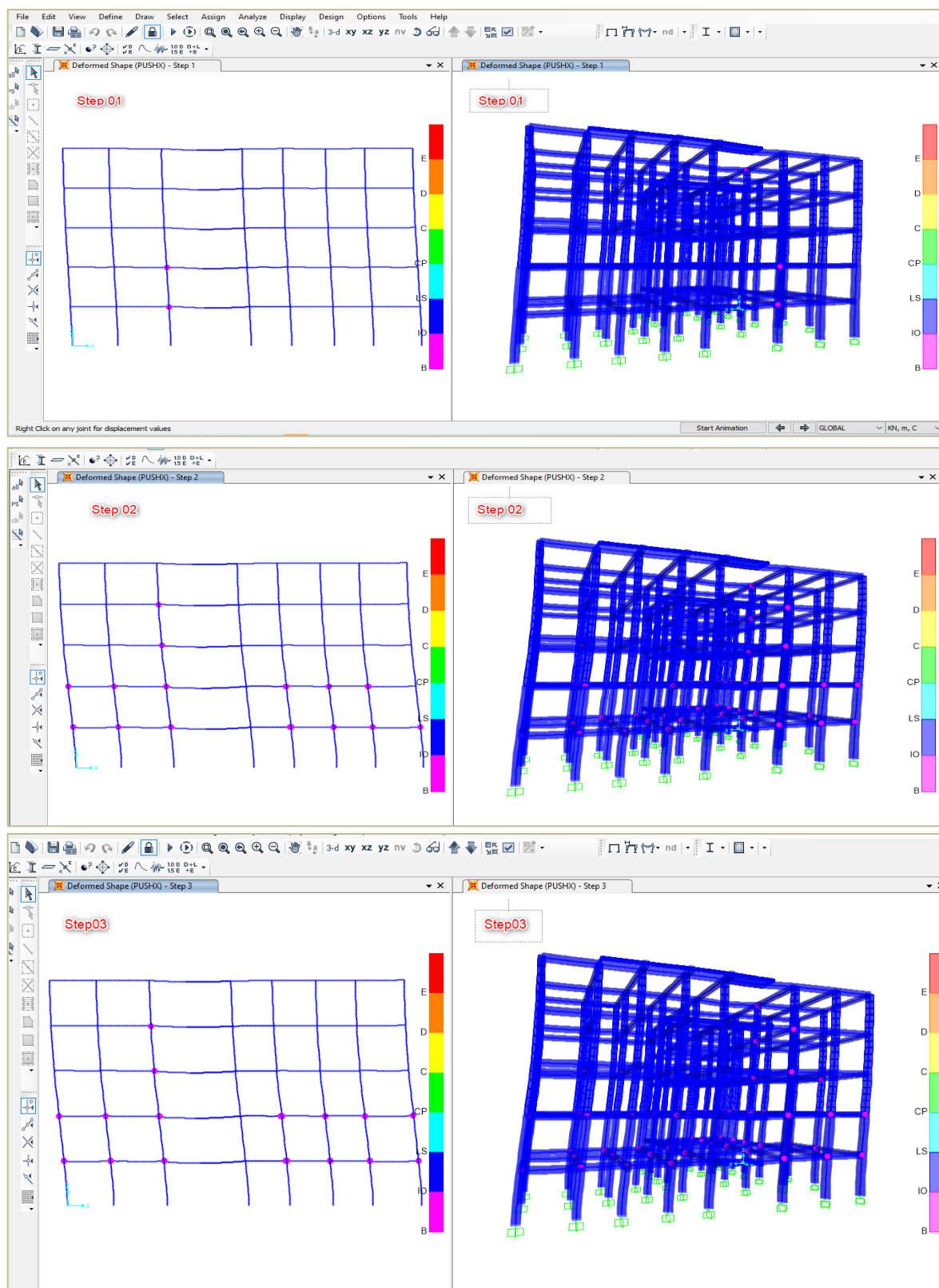


Figure VII.20: Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment sens x-x

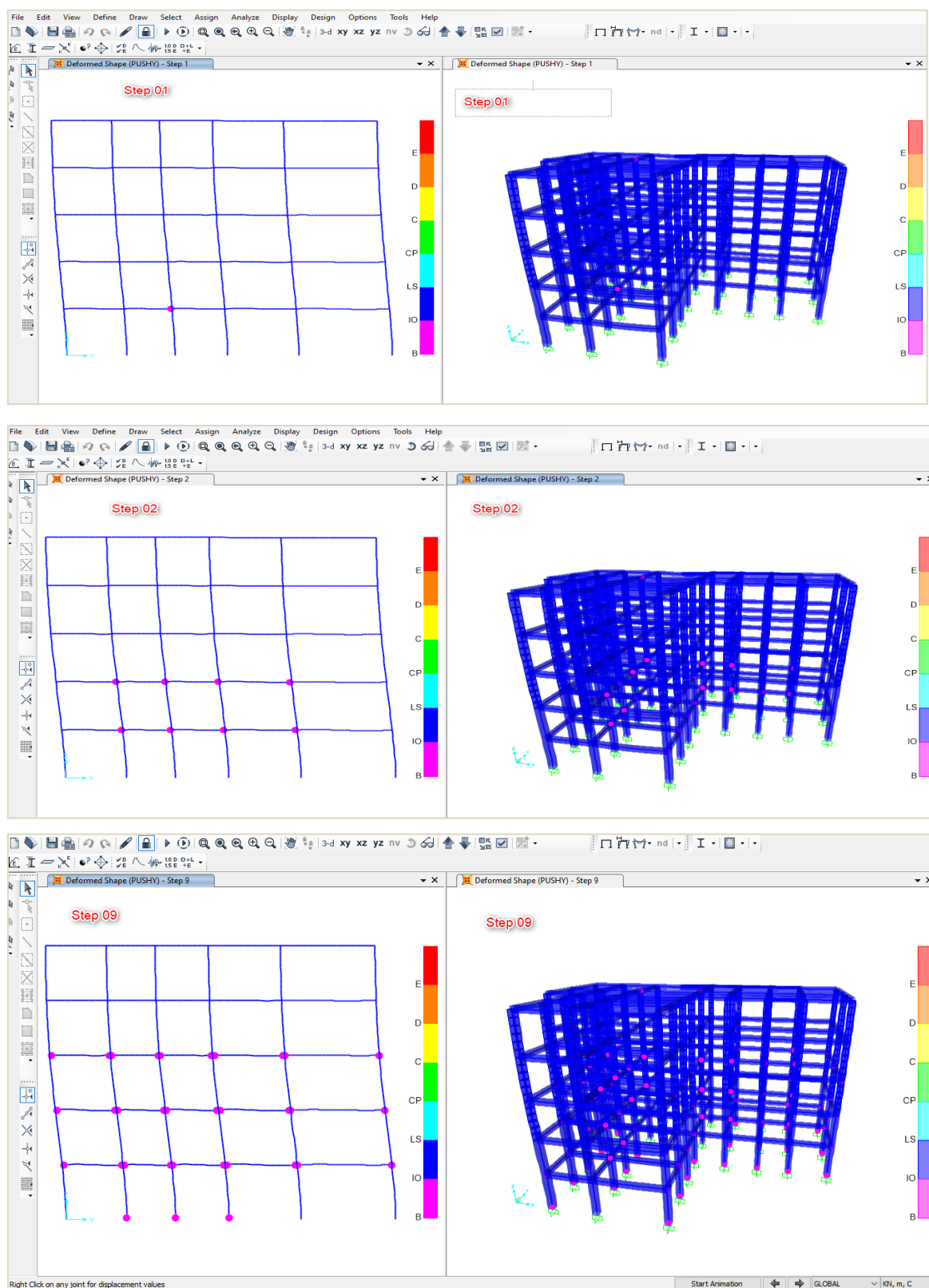


Figure VII.21: Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment sens y-y

Après application de la méthode push-over, nous constatons que le bâtiment étudié est considéré comme étant non vulnérable, il y a un manque de résistance par rapport à la demande sismique.

♣ D'après les figures, la formation des rotules plastiques modérées de type (B). Cela est justifié que dans le sens (Y) il y a un changement du point de vue résistance et rigidité pour le bâtiment par rapport à l'autre sens.

♣ Concernant la formation des rotules plastiques, nous avons constaté que le mécanisme développé est un mécanisme mixte puisque les rotules se sont formées simultanément aux extrémités des poteaux et des poutres.

VII.6.CONCLUSION

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de conclure qu'il est recommandé, pour le calcul et le dimensionnement des structures, de réaliser une analyse Push-over pour évaluer la capacité portante d'une structure en générale, et connaître le positionnement des rotules plastiques, ou il est conseillé que les rotules apparaissent dans les poutres afin de faciliter la réparation en cas des dommages partiels de la structure au lieu des poteaux.

Pour les structures existantes, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Push-over qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de les renforcer.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif final d'une étude de génie civil, est l'obtention d'un ouvrage résistant. L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception.

Une étude fiable d'une construction est directement liée à une bonne reconnaissance de sol et au choix du système de contreventement, qui nous permet d'avoir un bon comportement de la structure, sans négliger la qualité des matériaux de construction pour éviter tout risque de ruine.

Pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. on a remarqué que les semelles isolées ou filantes ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.
- La méthode Push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui introduit une nouvelle conception parasismique dite "conception en performance" qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.
- La méthode Push-over a l'avantage de tracer le comportement de la structure étape par étape en suivant l'évolution de la formation des rotules jusqu'à la rupture. La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.
- Enfin, cette étude a montré la non vulnérabilité de notre structure, ceci est dû essentiellement à la présence des voiles de contreventement et le surdimensionnement des portiques.
- Pour terminer, l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propre aux calculs.

“ Savoir pour prévoir ; Prévoir pour agir ”

Auguste conte

LES REFERENCES

- [1] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [2] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [3] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003
- [4] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988
- [5] Le Recensement Général De La Population et De L'Habitat 2008 ONS 2008
- [6] Laboratoire géotechnique Osmane (LGO, Rapport géotechnique 2015.
- [7] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99) .écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39
- [8] Agence nationale pour l'amélioration de l'habitat (Anah), L'isolation acoustique des logements anciens, Eyrolles, Paris 1986.
- [9] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR C 3 1.1, isolation acoustique des parois aux bruits aériens, règle de calcul, CNERIB. 2004
- [10] Guettiche A .2020. Cours 3^{eme} génie civil. Béton armé 2 centre universitaire Abdelhafid boussouf, Mila.
- [11] Ministère de l'équipement et du logement. Document technique réglementaire DTR B C 2 .331, Règles de calcul des fondations superficielles, 1991
- [12] A Fuentes, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée. 4^o Edition .Edition Eyrolles, 1983, p262
- [13] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*", Volume 1-2, Redwood City, California.
- [14] Fajfar, P. 1999. "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28: 979-93.
- [15] Chopra, A.K. & Goel, R.K 2002. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 561-82.
- [16] Guettiche A .2021 .Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf, Mila.
- [17] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, "*Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*", FEMA-356.

Annexe: Rapport de sol

IV- ESSAIS AU LABORATOIRE

4-1 organisations des essais

Après la réception des échantillons en laboratoire, nous avons effectué des essais et des analyses au laboratoire sur les échantillons calcaires sableux, pour la détermination des caractéristiques physico-mécaniques, ainsi que les analyses chimiques, à savoir :

Paramètres physiques

- * Teneur en eau naturelle (W_n)
- * Densité en place humide et sèche (γ_h et γ_d)
- * Degrés de saturation (S_r %)
- * Granulométrie

Paramètres mécaniques

- Cisaillement
- * Cohésion non drainée (C_{un})
- * Angle de frottement (Φ_{un})

Analyse chimique

- * Teneur en Sulfates (SO_4^{2-})
- * Teneur en carbonates ($CaCO_3$)

4-2 interprétations des résultats physiques

Sondage		Identification					
N°Sond	Prof. (m)	W (%)	γ (t/m^3)	γ_d (t/m^3)	S_r (%)	2 (mm)	0.08 (mm)
S1	2.5/3.0	6	1.68	1.57	24	92	32
	5.0/5.5	8	1.70	1.56	28	90	30
S2	2.5/3.0	6	1.70	1.60	25	87	28
	6.0/6.5	7	1.72	1.60	26	85	32
S3	2.5/3.0	6	1.68	1.59	23	87	35
	5.0/5.5	6	1.67	1.57	25	84	33
S4	2.5/3.0	8	1.74	1.60	34	86	30
	5.5/6.0	7	1.70	1.58	28	85	26
S5	2.5/3.0	6	1.65	1.56	25	87	30
	5.0/5.5	7	1.71	1.59	30	85	26
S6	2.5/3.0	5	1.66	1.57	23	88	30
	6.0/6.5	7	1.70	1.58	29	76	28

Les mesures de teneur en eau ont été effectuées sur les encroulements calcaires. Les valeurs trouvées sont comprises entre 5% à 8%. Le degré de saturation oscille entre 25 à 30%. Une telle fourchette dénote un état hydrique naturel d'un sol sec.

*- Densité humide et sèche (γ_h) et (γ_d)

Les valeurs des densités sèches varient pour les encroulements calcaires entre 1.56 et 1.6 t/m³. Pour Les densités humides apparentes sont de l'ordre de 1.66 à 1.74 t/m³. D'après la norme géotechnique, cette formation se situe dans les familles des sols semi denses.

Granulométrie

L'analyse granulométrie effectuée sur les encroulements calcaires a montré que le pourcentage des passants à 0.08 mm est inférieur de 40 %, il s'agit d'une formation grenue.

4-3. Analyses des caractéristiques mécaniques:

Les paramètres mécaniques permettent d'accéder, directement à la capacité portante des sols, compatibles avec une déformation (tassement) acceptables.

Nous avons utilisé pour déterminer ces paramètres la boîte de Casagrande pour l'essai de cisaillement.

Sondage		Cisaillement	
N° Sond	Prof. (m)	C_{uu} (bars)	ϕ_{uu} (°)
S1	2.5/3.0	0.17	22
	5.0/5.5	0.21	21
S3	2.5/3.0	0.14	23
	5.0/5.5	0.24	19
S4	2.5/3.0	0.20	21
	5.5/6.0	0.18	22
S6	2.5/3.0	0.13	24
	6.0/6.5	0.19	23

*- Cisaillement (Selon NF P94-071-1):

Par caractéristiques mécaniques de cisaillement, nous entendons la cohésion et l'angle de frottement interne qu'on déduit de l'essai de cisaillement. C'est ainsi que nous avons réalisé des essais de nature UU, ils ont été effectués à l'aide de la machine de cisaillement rectiligne à une vitesse de 1 mm/min.

Les composantes normales des contraintes totale (σ) et effective (σ') et la pression interstitielle (u) de l'eau sont liées par la relation : $\sigma = \sigma' + u$

par contre les valeurs de l'angle de frottement sont plus élevées.

4.4. Analyses des caractéristiques Chimiques:

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons est dépourvu de sulfates, d'où absence d'agressivité. Il y lieu d'utiliser un ciment normal pour la confection du béton de fondation. A propos des carbonates, un taux est supérieur à 45 %.

Echantillons	% de carbonates CaCO_3	% des. Insolubles	% de. gypses $\text{CaCO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Sulfates SO_4 103mg/kg
S1 (1.5/2.0m)	50	49.8	Néant	Néant
S2 (1.5/2.0 m)	48	52	Néant	Néant
S3 (1.5/2.0m)	47	53	Néant	Néant
S4 (1.5/2.0m)	52	47.9	Néant	Néant
S5 (1.5/2.0m)	50	50	Néant	Néant
S6 (1.5/2.0m)	49	50.8	Néant	Néant

Agressivité nulle -2000 mg/kg	Agressivité faible 2000 à 6000mg/kg	Agressivité modérée 6000 à 12000mg/kg	Agressivité forte -12000 mg/kg
X	-	-	-

4.5 Synthèses des données de laboratoire :

L'examen de l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques permet de porter des éléments d'appréciation suivants:

1/ Les sols analysés sont constitués par une formation meuble, il s'agit des encroulements calcaire, les caractéristiques physiques indiquent que cette formation est de texture grenue, leur densité sèche caractérise d'un sol semi denses, leur degré d'humidité naturel est sec.

2/ Du point de vue mécanique, l'encrouement calcaire est caractérisée par des valeurs faibles de la cohésion, et des valeurs l'angle de frottement un peu élevées.

3/ S'agissant de la composition chimique, les sols testés ne renfermant aucune présence de sulfate, soit une agressivité nulle, les taux de carbonates sont fortes.

V. STABILITE ET CLASSIFICATION DU SITE

Le site destiné à recevoir l'implantation projet, s'étend sur un terrain en pente douce orienté vers le Nord, présente une topographie régulière. le site est stable et ne pose aucun

La nature géologique du terrain est constituée par des sols possédant des caractéristiques géotechniques moyennes, donc le site peut être classé à la catégorie S3 selon RPA. La zone étant inscrite dans une zone de sismicité moyenne, de ce fait, les règles parasismiques devraient être conçues dans la conception de projet.

VI- ETUDE DES FONDATIONS

6.1- évaluation de la contrainte admissible du sol selon les essais en laboratoire

Le terrain destiné à recevoir le projet est constitué par une formation qui appartient au villafranchien, il s'agit des encroulements calcaires, cette formation possède des caractéristiques géotechniques moyennes. Sur la base de la lithologie du site et des caractéristiques géotechniques du terrain, nous évaluons la contrainte admissible, en utilisant la relation de Terzaghi:

$$Q_{adm} = \gamma D + 1/3[(1-0.2 B/L) \gamma B/2 N_{\gamma} + \gamma D (N_q-1) + (1+0.2 B/L) c N_c]$$

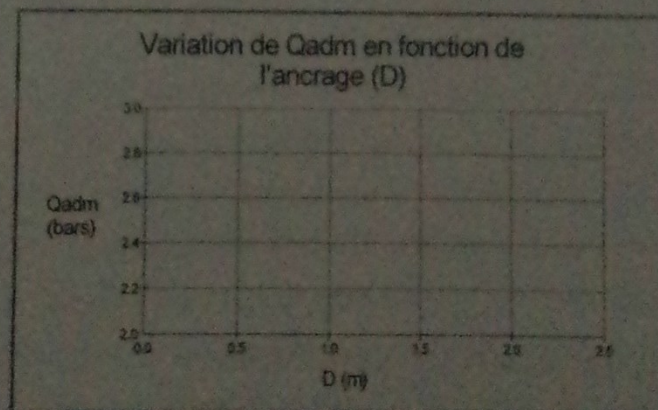
Nous préconisons de fonder le projet sur des semelles superficielles, ancrée à partir de 1.5m de profondeur. En substituant les valeurs à la relation suivante, le calcul a abouti aux résultats ci-après.

Couche N°	Profondeur (m)	$\phi_{su}(\circ)$	C_{su} (bars)	Densité (t/m^3)
1	0.0 - 10.0	22	0.17	1.65

Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la portance :

Couche N°	N_{γ}	N_q	N_c	Q_{adm} (bars)
1	6.68	7.82	16.82	2.34

Contrainte admissible retenue = 2.3 Bars



6.2- évaluation de la contrainte admissible du sol selon les essais pénétrométriques

Cette méthode reposant sur la formule des hollandais permet de déduire un ordre de grandeur de la contrainte admissible du sol considéré en prenant la valeur minimale de la résistance dynamique L'estimation de la contrainte admissible est comme suit :

$$Q_{adm} = R_{p \min} / \alpha$$

Q_{adm} : contrainte admissible

$R_{p \min}$: résistance de pointe minimale

α : coefficient variant de 20 à 30

Le sol en profondeur testé au pénétromètre dynamique lourd a indiqué une résistance minimale supérieur à 90 bars, l'estimation de la contrainte admissible d'un essai à un autre est comme suit :

Pénétromètre	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$R_{p \min}$ (bars)	90	90	90	90	90	90
Q_{adm} (bars)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0

6-3 Aptitude du sol aux fondations

Les deux méthodes de calcul de fondation ont aboutie à des valeurs de contrainte, ayant un écart moyenne entre eux, dont les valeurs varient entre 2.3 à 3.0 bars, donc la contrainte à prendre en considération est de l'ordre de 2.3 bars, l'ancrage des fondations sera considéré à partir de 1.5 m de profondeur.

6-4 évaluations des tassements

Etant donné que dans l'optique de la constructibilité, les sols appelés à constituer des assises de fondation courante sont essentiellement des sols pulvérulents notamment en profondeur, constitué par des formations villafranchiennes. Il s'agit des croutes et des encroulements calcaires. Ces formations étant réputées incompressibles, et ne poseront donc pas de problème d'instabilité vis à vis de la déformation verticale.

VIII- CONCLUSION GENERALE

Le projet de la Polyclinique à Tadjanet, est implanté sur un terrain en pente doucement orienté vers le Nord, le site est stable et ne pose aucun problème liée à la topographie.

La reconnaissance in situ que nous avons menée a montré que le sol est constitué par une formation qui appartient au villafranchien, il s'agit d'une succession des croutes calcaires compactes et des encroulements calcaire devenant graveleux en profondeur.

La résistance à la pénétration dynamique varie d'une façon ordonnée à partir de la surface jusqu'à la profondeur de refus, la résistance minimale pour ces essais est très élevée, elles dépassent les 100 bars dans le premier mètre de profondeur. Le refus à la pénétration de la pointe, se situe proche de la surface, cependant, ces refus sont dus principalement à la forte compacité des croutes calcaires.

En laboratoire, les échantillons testés qui appartient à l'encroulement calcaire, ont montré qu'il s'agit d'un sol grenu où la fraction fine est faible, leur densité sèche caractérise d'un sol semi dense, leur degré d'humidité naturel est sec. Cette formation est caractérisée par des valeurs faibles de la cohésion, et des valeurs l'angle de frottement un peu élevées.

S'agissant de la composition chimique, les sols testés ne renfermant aucune présence de sulfate, soit une agressivité nulle, un ciment normal peut convenir dans la confection de béton de fondation, les taux de carbonates sont fortes.

En basant sur toutes ces données, nous préconisons de retenir une contrainte admissible du sol de 2.3 bars et de fonder l'ouvrage sur une semelle superficielle, ancrée à partir de 1.5 m, les tassements seront négligeables.

L'ensemble des données géologique et géotechnique permet de classer le site dans la catégorie S3 de RPA.

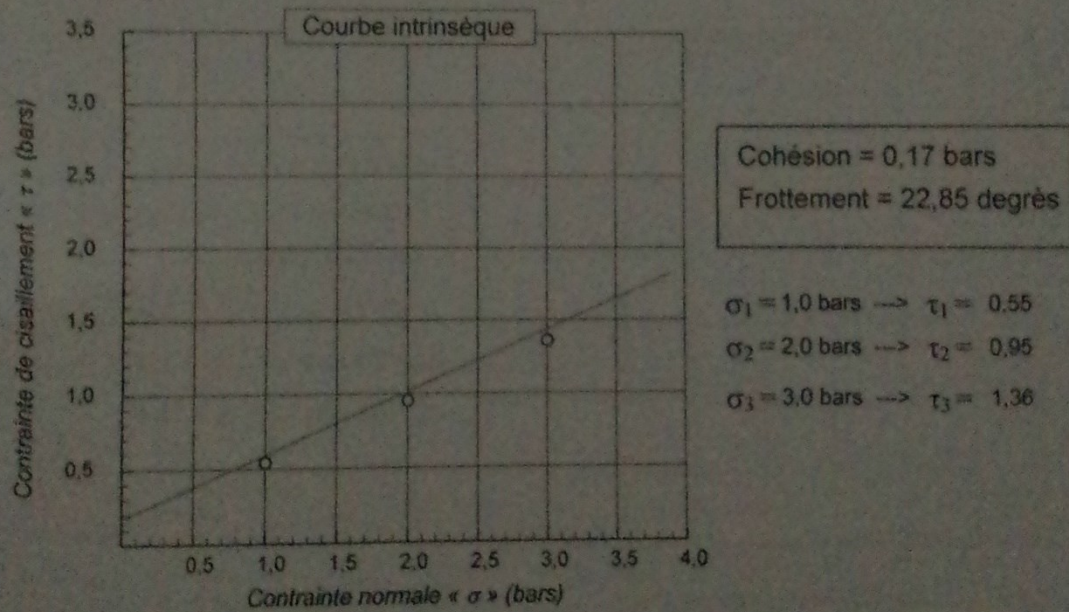
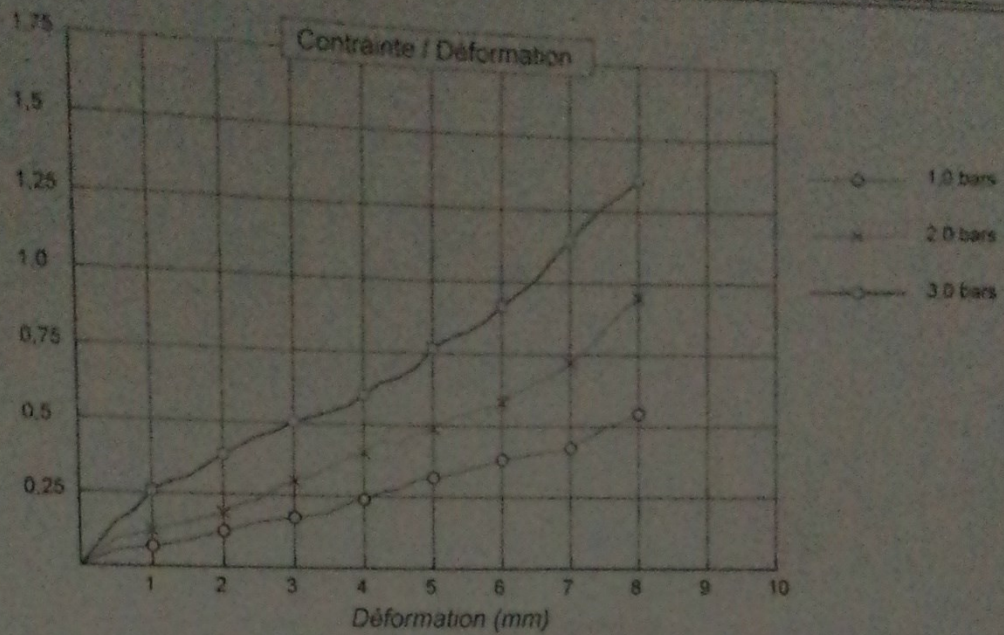
Nous restons, à disposition de notre client pour tout éclaircissement qu'il jugerait nécessaire.

Le Directeur

N. Osmane



Projet : Pégérisseuse à Tadoussac										Sondage : S1					
Sondage : Tadoussac										Dossier N° : 35 - 43 - 2015					
Date début : _____ Date fin : _____										Client : GEP de la Ville de St-J					
Profondeur totale (m) : 10										Type forage : _____					
Niveau d'eau (m) : _____										Statut des échantillons :					
										☒ Saisi ☒ Statut ☒ Finalisé ☒ Archivé					
Profondeur (m)	Altitude (m)	Profondeur (m)	SPT (N1 + N2)		RQD	Tubage	Carotier	Etat	Profondeur	Altitude	DESCRIPTION				
0.00	0.00	0.00									LIMITE GÉNÉRALE				
10											Encroûtement calcaire et des croutes compactes				
20															
30											Encroûtement calcaire sableux et graveleux				
40															
50															
60															
70															
80															
90											Fin du forage à une profondeur de 10 m.				
100															
110															
120															
130															
140															
150															
160															
170															
REMARQUES :										TYPE D'ÉCHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
										CF : Carotier foré TM : Tube à point mobile PS : Tube à position fixe CR : Tube carotier TO : Tube ouvert		AG : Analyse géométrique S : Sedimentaire L : Lithologie (W/L) V : Teneur en eau Pw : Poids volumétrique (G) AC : Analyse chimique		GS : Géométrie TR : Teneur en eau RE : Répartition à la base DE : Densité OL : Ombre R : Répartition	

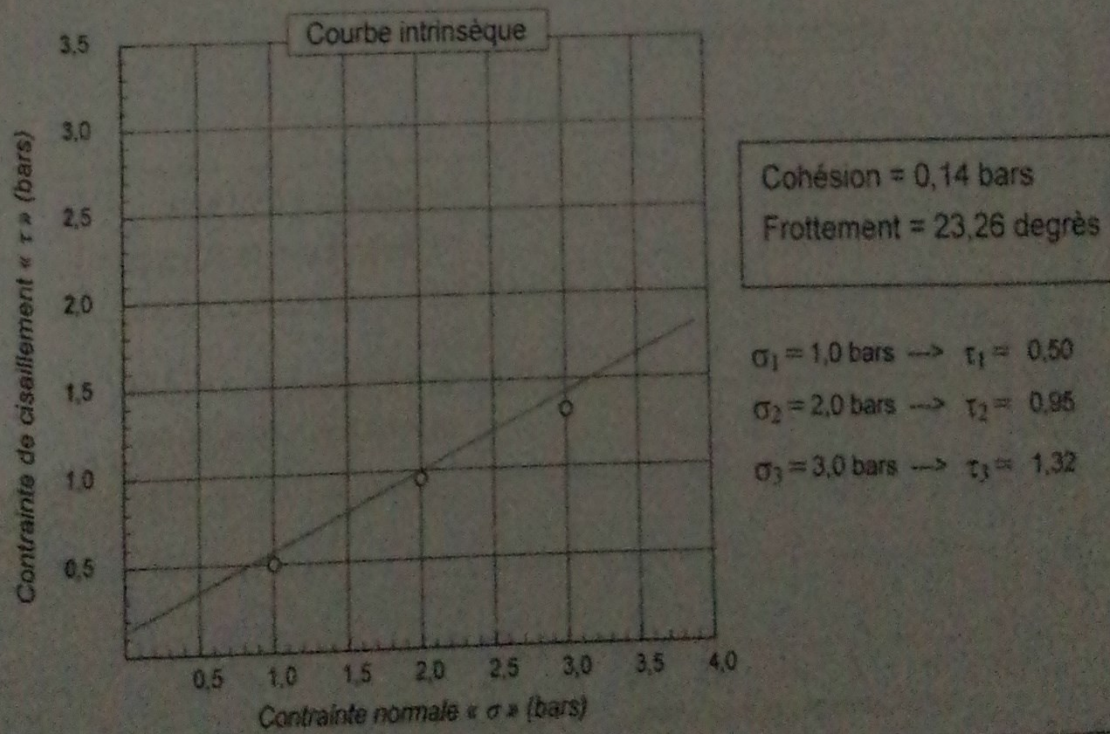
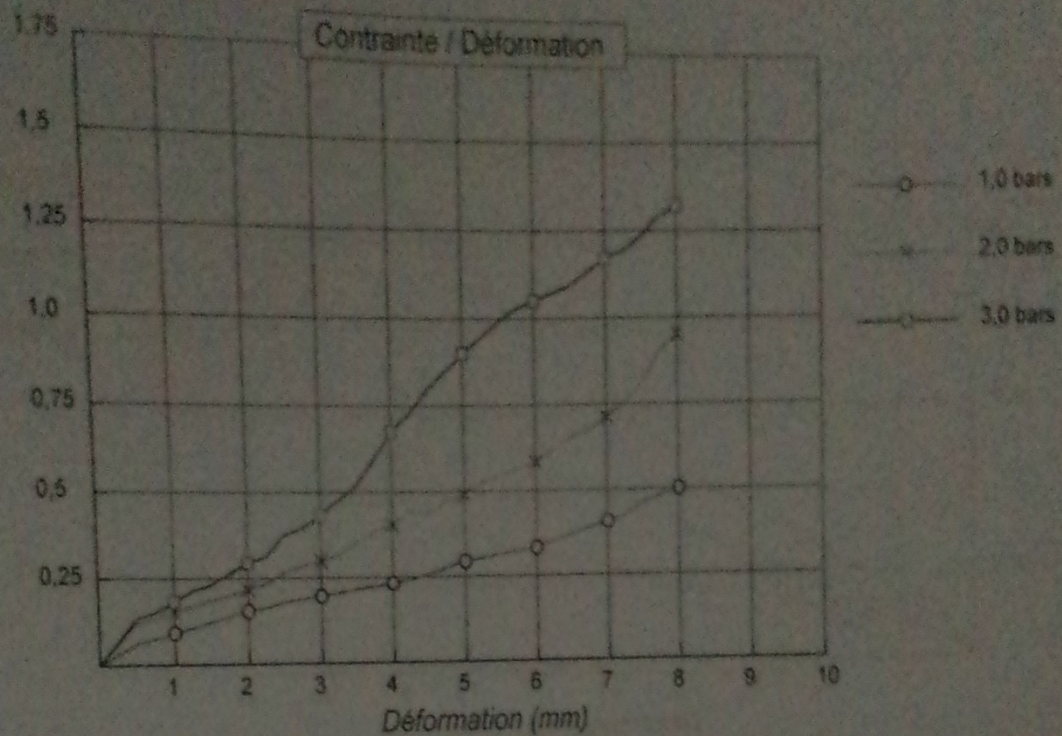


Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Remarque :