

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific research

20 August 1955 university - Skikda
Faculty of Technology
Department of Civil Engineering



جامعة 20 أوت 1955 - سكيكدة
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

Thesis submitted for the degree of
Master in Civil Engineering
Specialty : Structures

Title العنوان

Étude d'une bâtiment R+5 plus 1 sous-sol commercial

Presented by
TAZIR Mohamed

Supervised by
BOUZRED Hamoudi

Defense date
27/06/2024

Examining board :

Remrem sabri
BOUZIANE salah
BOUZRED Hamoudi

Professor
Professor
Professor

Président
Examineur
Rapporteur

2023/2024

إهداء

السلام عليكم ورحمة الله تعالى وبركاته.

بكل حب أهدي عملي هذا:

إلى روح أمي الطاهرة طيب الله ثراها
إلى من دعمني بلا حدود أبي أطال الله في عمره
إلى إخوتي كل باسمه أدامكم الله ضلعا ثابتا...
إلى رفاق جيلي...
إلى كل من تمنى الوصول ووصل
إليّ لأني أكثر من يستحق...

شكر

السلام عليكم ورحمة الله تعالى وبركاته.

من لا يشكر الناس لا يشكر الله، وأنا أضع اللمسات الأخيرة لهذا العمل البسيط وحب حتما
تقديم المستحق من الشكر والتقدير لأستاذي الفاضل البروفيسور بوزرد حمودي الذي أشرف
على هذا البحث، وحرص على اتباع أثره بعناية وتوجيهي، فشكرا لا يبلغه شكر. كل الشكر إلى
الأساتذة الأفاضل بقسم الهندسة المدنية كلية العلوم والتكنولوجيا الذين درست على أيديهم...
كل الشكر لمن ساندني ولو بالكلمة الطيبة...
كل الشكر لمن شاركني فرحة اليوم...

ملخص

السلام عليكم ورحمة الله تعالى وبركاته.

هذا المشروع يتضمن دراسة مفصلة لإنشاء مبنى يجمع بين السكني والتجاري، يتألف من طابق أرضي وخمسة طوابق، بالإضافة إلى طابق تحت الأرض، ويقع في بلدية أمجاز الدشيش بولاية سكيكدة، والتي تدرج ضمن المنطقة الزلزالية aII وفقاً للمركز الوطني للبحث التطبيقي في هندسة مقاومة الزلازل. يتم استخدام نظام الدعم المختلط الذي يتكون من جدران قص وإطارات، مع حساب التسليح والامتثال لجميع الوثائق الجزائرية السارية المفعول (3002V99APR، RTD)، (ABC، LEAB 19) في الحالات السكونية والديناميكية. يتم ذلك باستخدام برنامج 02SBATE لتحليل هيكل المنشأ لغرض تحديد أبعاد العناصر المبنية وحساب كميات المواد اللازمة من الخرسانة والفولاذ، بهدف ضمان المقاومة والاستخدام الأمثل، مع مراعاة الجوانب الاقتصادية. الكلمات المفتاحية: هيكل ، زلزال ، الخرسانة المسلحة ، فولاد ، إجهاد ، أمان ، استقرار ..

Abstract

This project involves a detailed study for the construction of a mixed-use building combining residential and commercial spaces, consisting of a ground floor and five upper floors, in addition to an underground level. It is located in the municipality of Emjez Edchich, Skikda province, which falls within seismic zone IIa as per the National Center for Applied Research in Seismic Engineering. The structural system utilized is a mixed support system comprising shear walls and frames, with reinforcement calculations and compliance with all current Algerian standards (DTR, RPA99V2003, CBA, BAEL91) for both static and dynamic conditions. This is carried out using the ETABS20 software for structural analysis to determine the dimensions of structural elements and calculate required quantities of concrete and steel, aiming to ensure optimal strength and usage, while considering economic aspects.

keywords :structure , earthquake , reinforced concrete , reinforcement (or reinforcement bars) , stress (or load) , safety (or security) , stability

Résumé

Ce projet comprend une étude détaillée pour la construction d'un bâtiment mixte résidentiel et commercial, composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages, ainsi qu'un sous-sol, situé dans la commune d'Emjez Edchich, wilaya de Skikda. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. Le système de support utilisé est mixte, combinant des murs de contreventement (voiles et portiques), avec le calcul de l'armature et la conformité à toutes les normes algériennes en vigueur (DTR, RPA99V2003, CBA, BAEL91) pour les charges statiques et dynamiques. Cela est réalisé à l'aide du logiciel ETABS20 pour l'analyse structurale afin de déterminer les dimensions des éléments structuraux et calculer les quantités nécessaires de béton et d'acier, dans le but de garantir la résistance et une utilisation optimale, tout en tenant compte des aspects économiques.

Les mots-clés : structure, séisme, béton armé, armature, contrainte , sécurité, stabilité.

Liste des tableaux

1.1	Section et poids des barres en fonction des diamètres	7
2.1	Dimensions de l'acrotère	18
2.2	les dimensionne des élément d'escalier	20
2.3	plancher terrasse inaccessible	25
2.4	plancher dalle pleine	26
2.5	Mur Extérieur	26
2.6	Mur intérieur	27
2.7	Plancher Courant	27
2.8	Plancher Sous-Sol	28
2.9	Balcon	29
2.10	Paillasse	29
2.11	Pallier	30
2.12	l'acrotère	30
2.13	: Les charges d'exploitation	32
2.14	Les surface du planché de poteau centrale	32
2.15	charges permanents	33
2.16	Dimensions et Volumes	33
2.17	G TOTAL terrasse	33
2.18	G TOTAL courant	34
2.19	G TOTAL RDC	34
2.20	G TOTAL Sous-sol	34
2.21	Charge d'exploitation	34
2.22	Les surface du planché de poteau de rive	36
2.23	Charges permanents	36
2.24	Dimensions et Volumes	37
2.25	G TOTAL terrasse	37
2.26	G TOTAL courant	37
2.27	G TOTAL RDC	37
2.28	G TOTAL Sous-sol	38
2.29	Charge d'exploitation	38
2.30	Les surface du planché de poteau de rive	39
2.31	Charges permanents	39
2.32	Dimensions et Volumes	39
2.33	G TOTAL terrasse	40
2.34	G TOTAL courant	40
2.35	G TOTAL RDC	40
2.36	G TOTAL Sous-sol	41
2.37	Charge d'exploitation	41
3.1	Les surfaces et les charges G Q	43
3.2	Paramétrer	45
3.3	En travée à ELU	53
3.4	En appuis à ELU	53

3.5	En travée à ELS	54
3.6	En appuis à ELS	54
3.7	Efforts tranchant	55
3.8	Les valeurs MAX	55
3.9	Paramétrer	55
3.10	Les calculs pour le ferrailage	56
3.11	le ferrailage	56
3.12	Vérification des compressions dans le béton	57
3.13	En travée à ELU	61
3.14	En appuis à ELU	61
3.15	En travée à ELS	62
3.16	En appuis à ELS	62
3.17	Efforts tranchant	63
3.18	Les valeurs MAX	63
3.19	Paramétrer	63
3.20	Les calculs pour le ferrailage	64
3.21	le ferrailage	64
3.22	Vérification des compressions dans le béton	65
3.23	Moments fléchissant:	69
3.24	Paramétrer	70
3.25	Les calculs pour le ferrailage	70
3.26	le ferrailage	71
3.27	Vérification des compressions dans le béton	72
3.28	Les données	77
3.29	Le ferrailage	77
3.30	Vérification des contraintes à l'ELS:	79
3.31	Les données:	80
3.32	Les charges pour le paillasse et palier	83
3.33	Les paramètres	86
3.34	Le ferrailage	87
3.35	Réaction de la paillasse	91
3.36	Réaction de la Palier	91
3.37	Sollicitations de la poutre palière	91
4.1	Distance entre le centre des masses et des rigidités sens x-x	99
4.2	Distance entre le centre des masses et des rigidités sens y-y	100
4.3	Rigidités et masses des étages	101
4.4	la diminution des rigidités	102
4.5	la diminution des Masses	102
4.6	Centre de masse pour chaque étage	103
4.7	Centre de rigidité pour chaque étage	103
4.8	Excentricité théorique	104
4.9	Excentricité accidentelle	105
4.10	Excentricité à retenir	105
4.11	Test de convergence	105
4.12	La période fondamentale	108
4.13	La période fondamentale	109
4.14	La facteur d'amplification dynamique moyen fondamentale	109
4.15	Facteur de qualité Q suivant x-x	111
4.16	Facteur de qualité Q suivant y-y	111
4.17	Le poids total de la structure	112
4.18	Vérification d'effort normal réduit	119
4.19	Nombre des modes et les périodes dans le sens x-x et y-y	120

4.20	$V_{dynamique}$	120
4.21	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{st}$	120
4.22	Distribution de la résultante des forces sismiques suivant x-x	122
4.23	Distribution de la résultante des forces sismiques suivant y-y	122
4.24	Le moment d renversement suivant x-x	122
4.25	Le moment d renversement suivant y-y	123
4.26	La charges permanent et exploitation	123
4.27	L'EFFET P- Δ suivant x-x	125
4.28	L'EFFET P- Δ suivant y-y	125
4.29	Déplacement et de vérification des déformation suivant x-x	126
4.30	Déplacement et de vérification des déformation suivant y-y	126
5.1	Les paramètres	128
5.2	Les sollicitations maximal pour les poutres principales	129
5.3	Les armatures à l'ELU	129
5.4	Les armatures à l'ELA	129
5.5	Observation à l' ELU et à l' ELA	133
5.6	Les sollicitations maximal pour les poutres secondaire	135
5.7	Les armatures à l'ELU	136
5.8	Les armatures à l'ELA	136
5.9	Observation à l' ELU et à l' ELA	139
5.10	Les sollicitations sur le poteau (35x40)	142
5.11	Les données	143
5.12	Excentricité	151
5.13	Type de section du poteau et la section réelle	151
5.14	Caractéristiques géométriques des voiles	165
5.15	Vérification de la résistance des voiles	165
5.16	les contraintes et les types de section et L_i	165
5.17	Calcul les forces et A_{s_i} et A_{min_i}	165
5.18	Choix des armatures et espacements	166
5.19	Armatures horizontales et transversales	166
6.1	Caractéristiques géométriques du radier	174
6.2	Inertie et Centre de gravite du radier	175
6.3	Tableau de ρ en ELU et ELS	178
6.4	Calcul des armatures	179
6.5	Vérification à ELS	181
6.6	Résultats du redimensionnement de la section	182
6.7	Vérifications	182
6.8	Les données	182
6.9	Étude du débord	183
6.10	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens X-X	185
6.11	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens X-X	185
6.12	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens Y-Y	186
6.13	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens Y-Y	186
6.14	moment sur appui sens X-X	186
6.15	moment sur appui sens Y-Y	187
6.16	Moment de flexion maximal en travée sens X-X	187
6.17	Moment de flexion maximal en travée sens Y-Y	188
6.18	Efforts tranchants en appuis	188
6.19	Efforts tranchants en appuis	188
6.20	Les armatures	189
6.21	Vérification à ELS	194
6.22	Ferraillage après vérification	194

6.23 Ferrailage	198
6.24 Vérification à L'ELS	200
6.25 Redimensionnement à L'ELS	200
6.26 Vérification de la flèche	200

Table des figures

1.1	Dimensions en plan	2
1.2	Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ APRES ADDENDA	3
1.3	Brique creuse 10cm	4
1.4	Brique creuse 15cm	4
1.5	Diagramme contraintes déformations (Acier) à l'ELU	8
1.6	Règle des trois pivots	10
1.7	Diagramme parabole-rectangle	11
1.8	Diagramme rectangulaire	11
1.9	Diagramme contraintes-déformations des aciers	11
2.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	16
2.2	Les dimensions de poutrelle	16
2.3	Coupe transversale d'un plancher en dalle pleine	17
2.4	coupe transversale de l'acrotère	18
2.5	Les composantes d'un escalier	19
2.6	Les dimensions d'un poutre	21
2.7	dimensionnement des Poutres Principales	22
2.8	dimensionnement des Poutres secondaires	22
2.9	Vue en plan et vue en 3D du voile	24
2.10	Schéma représentant les couches d'un plancher de terrasse inaccessible	25
2.11	Schéma représentant les couches de dalle pleine	26
2.12	Mure extérieure	27
2.13	Schéma représentant les couches d'un plancher courant	28
2.14	Schéma représentant les couches de plancher sous-sol	28
2.15	les surfaces de l'acrotère	30
2.16	Descente des charges	31
2.17	Les dimensions du poteau	32
2.18	Vue en plan du poteau centrale	33
2.19	Poteau de rive	36
2.20	Vue en plan du poteau de rive	36
2.21	Vue en plan du poteau d'angle	39
3.1	Les surfaces de l'acrotère	43
3.2	Efforts internes et le moment	44
3.3	Section de l'acrotère à ferrailer	46
3.4	schéma ferrailage de l'acrotère.	50
3.5	vue en plan d'un coup de ferrailage de l'acrotère.	51
3.6	Dessin 3D d'un plancher en corps creux.	51
3.7	Poutrelle type 1 (Terrasse)	52
3.8	Diagramme des moments ELU (Plancher terrasse)	54
3.9	Diagramme des moments ELS (Plancher terrasse)	54
3.10	Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher terrasse)	55
3.11	ferrailage des poutrelles en appui	60
3.12	ferrailage des poutrelles en travée	60

3.13	Poutrelle type 2 (étage courant)	61
3.14	Diagramme des moments ELU - Poutrelle type 1 (Plancher terrasse)	62
3.15	Diagramme des moments ELS (étage courant)	62
3.16	: Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 2 (plancher courant)	63
3.17	ferraillage des poutrelles en appui	68
3.18	ferraillage des poutrelles en travée	68
3.19	Poutrelle type 3 (étage courant)	69
3.20	Diagramme des moments ELU	70
3.21	Diagramme des moments ELS	70
3.22	ferraillage des poutrelles en appui	74
3.23	ferraillage des poutrelles en travée	74
3.24	Disposition des armatures de la dalle de compression	75
3.25	Position des lignes de rupture	76
3.26	ferraillage de dalle plein sens x-x	79
3.27	ferraillage de dalle plein sens y-y	79
3.28	Les charges en porte à faux	80
3.29	ferraillage du porte à faux	83
3.30	Vue en plan de l'escalier	84
3.31	coupe verticale de l'escalier	84
3.32	Le schéma statique de l'escalier	85
3.33	dimensionnement de escalier	89
3.34	ferraillage de escalier	90
3.35	Le schéma statique de la poutre palière	91
3.36	Schéma de ferraillage de la poutre palière	96
4.1	Limites des décrochements en plan	101
4.2	Test de convergence	106
4.3	modélisation de la structure en 3D	114
4.4	Spectre de réponse sens X-X	115
4.5	Spectre de réponse sens Y-Y	116
4.6	Disposition des voiles aux niveau sous-sol	116
4.7	Disposition des voiles aux niveau des étages	117
4.8	Comportement du 1er mode : Translation suivant X-X	117
4.9	Comportement du 2ème mode : Translation suivant Y-Y	117
4.10	Comportement du 3ème mode : Rotation	118
4.11	largeur minimum du joint sismique	124
5.1	Ferraillage poutre principale	133
5.2	Ferraillage en appui -Poutre principale-	134
5.3	Ferraillage sur travée -Poutre principale-	134
5.4	Ferraillage en appui de rive -Poutre principale	135
5.5	Ferraillage-poutre-secondaire	140
5.6	Ferraillage sur travée et en appui de poutre-secondaire (coupe a-a)	140
5.7	Ferraillage sur appui de rive en poutre-secondaire	141
5.8	Organigramme de calcul en flexion composée	144
5.9	Schéma de ferraillage des poteaux 35*40cm avec poutre principale	156
5.10	poteau 35*40cm (coupe a-a)	157
5.11	Comportement du voile comme une console	158
5.12	Instabilité latérale des voiles	158
5.13	Disposition des armatures verticales dans les voiles	158
5.14	Les sollicitation sur le voile de contreventement	159
5.15	Les contraintes sur les voiles	160
5.16	Les contrainte dans la zone tendue de la section plane du voile	162
5.17	Nomenclature des voiles	164

5.18	Ferraillage du voile v1 v2	166
5.19	Ferraillage du voile v3 v4	166
6.1	semelle isolée	168
6.2	Radier et nervure	169
6.3	Le périmètre ou milieu de fille	172
6.4	Numérotage des panneaux	174
6.5	Ferraillage du radier sens x-x	183
6.6	Ferraillage du radier sens Y-Y	183
6.7	La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures	184
6.8	Charges revenant aux nervures sens X-X	184
6.9	Charges revenant aux nervures sens Y-Y	185
6.10	Ferraillage des nervures sens X-X en appui	195
6.11	Ferraillage des nervures sens X-X en travée	195
6.12	Ferraillage des nervures sens Y-Y en appui	196
6.13	Ferraillage des nervures sens Y-Y en travée	196
6.14	dimensionnement de mur de Soutènement	201
6.15	ferraillage du mur de Soutènement	201
1	Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud)	204
2	Sections réelles d'armatures	205

Table des matières

شكر	ii
ملخص	iii
Abstract	iv
Résumé	v
Introduction	1
1 Présentation du projet	2
1.1 Introduction :	2
1.2 Description de l'ouvrage	2
1.3 Données du site	3
1.4 Nature de l'ouvrage	3
1.5 Caractéristiques géométriques	3
1.6 Éléments de l'ouvrage	4
1.6.1 Ossature	4
1.6.2 Maçonnerie	4
1.6.3 Escalier	4
1.6.4 Balcons	4
1.6.5 Revêtements	5
1.7 Caractéristiques des matériaux	5
1.7.1 Béton	5
1.7.1.1 Résistance à la compression	5
1.7.1.2 Résistance caractéristique à la traction	5
1.7.2 Déformations longitudinales instantanées du béton	5
1.7.3 Déformations longitudinales différées du béton	5
1.7.3.1 Retrait du béton	6
1.7.3.2 Fluage du béton	6
1.7.4 Autres propriétés du béton	6
1.7.4.1 Masse volumique	6
1.7.4.2 Coefficient de dilatation	6
1.7.4.3 Coefficient de Poisson	6
1.8 Caractéristiques des aciers	6
1.8.1 Caractéristiques géométriques	6
1.8.2 Caractéristiques mécaniques	7
1.8.2.1 Armatures ronds lisses	7
1.8.2.2 Armatures à hautes adhérence	7
1.9 États-limites	7
1.9.1 États-limites ultimes	8
1.9.1.1 a) État-limite ultime de résistance :	8
1.9.1.2 b) État-limite ultime de stabilité de forme :	8
1.9.1.3 c) État-limite ultime d'équilibre statique :	8

1.9.2	États-limites de service	8
1.9.2.1	a) État-limite de compression du béton :	8
1.9.2.2	b) État-limite d'ouverture de fissures :	9
1.9.2.3	c) État-limite de déformation :	9
1.9.3	Hypothèses de calcul à l'état-limite ultime	9
1.9.3.1	Hypothèses de calcul	9
1.10	Règle des trois pivots	9
1.10.0.1	Diagrammes contraintes-déformations du béton	10
1.10.0.1.1	a) Diagramme parabole-rectangle :	10
1.10.0.1.2	b) Diagramme rectangulaire :	11
1.10.0.2	Diagramme contraintes-déformations des aciers	11
1.10.1	Hypothèses de calcul à l'état-limite de service	12
1.10.1.1	Hypothèses de calcul	12
1.10.1.2	État-limite de compression de béton	12
1.10.1.2.1	a) Fissuration peu préjudiciable :	12
1.10.1.2.2	b) Fissuration préjudiciable :	12
1.10.1.2.3	c) Fissuration très préjudiciable :	13
1.10.2	Actions et Sollicitations	13
1.10.2.1	Actions	13
1.10.2.1.1	a) Actions permanentes :	13
1.10.2.1.2	b) Actions variables :	13
1.10.2.1.3	c) Actions accidentelles :	13
1.10.2.2	Sollicitations	13
1.10.2.2.1	a) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance et de stabilité de forme :	13
2	Prédimensionnement	15
2.1	Introduction :	15
2.2	Pré dimensionnement des éléments secondaires :	15
2.2.1	Pré dimensionnement des planchers :	15
2.2.1.1	Plancher à corps creux :	15
2.2.1.2	Pré-dimensionnement des poutrelles :	16
2.2.1.3	Planchers en Dalles Pleines	17
2.2.2	Portées des Panneaux de Dalle	17
2.2.2.1	Résistance au Feu :	17
2.2.2.2	Isolation Phonique :	17
2.2.2.3	Résistance à la Flexion :	17
2.2.3	Pré-dimensionnement de Balcon :	18
2.2.4	Acrotère :	18
2.2.5	Prédimensionnement des escaliers :	19
2.2.5.1	Terminologie :	19
2.2.5.2	les dimensionne des élément d'escalier :	20
2.2.5.3	Épaisseur de la paillasse et le palier :	20
2.2.5.4	Poutre palière :	20
2.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux :	21
2.3.1	Pré dimensionnement des Poutres :	21
2.3.1.1	Pré dimensionnement des Poutres Principales :	21
2.3.1.2	Pré dimensionnement des Poutres Secondaires :	22
2.3.2	Pré-dimensionnement des Poteaux :	22
2.3.3	Pré-dimensionnement des Voiles(RPA99/V2003 A 7.7.1) :	23
2.3.3.1	Largeur des voiles :	25
2.3.3.2	plancher terrasse inaccessible :	25
2.3.3.3	plancher dalle pleine :	26

2.3.3.4	Mur Extérieur :	26
2.3.3.5	Mur intérieur :	27
2.3.3.6	Plancher Courant :	27
2.3.3.7	Plancher Sous-Sol :	28
2.3.3.8	Balcon :	29
2.3.3.9	Escalier :	29
2.3.3.10	Acrotère :	30
2.3.4	Descente des charges :	30
2.3.4.1	Charges d'exploitation (DTR .B.C2.2.art.6.3) :	31
2.3.4.2	Charge permanente :	31
3	Calcul des éléments secondaires	42
3.1	Introduction :	42
3.2	Étude de l'acrotère :	42
3.2.1	Introduction :	42
3.2.2	Hypothèses de calcul :	42
3.2.3	Évaluation des charges :	42
3.2.4	Calcul de ferrailage :	43
3.2.4.1	L'effort normal :	43
3.2.4.2	Les moments :	43
3.2.4.3	l'effort tranchant :	44
3.2.4.4	calcul de l'excentricité :	44
3.2.4.5	les sollicitations :	45
3.2.4.6	Calcul ψ_1 :	45
3.2.4.7	Calcul de moment fictif :	46
3.2.4.8	Calcul la section d'armature fictif :	46
3.2.4.9	Calcul la section des armatures fictif :	47
3.2.4.10	Condition de non fragilité :	47
3.2.4.11	vérification des espacements :	47
3.2.4.12	Vérification a l'ELS :	47
3.2.4.13	le contrainte du béton comprimée :	47
3.2.4.14	Calcul du centre de pression :	48
3.2.4.15	Calcul le moment d'inertie :	49
3.2.4.16	Contrainte maximale dans le béton :	49
3.2.4.17	vérification de l'acier :	49
3.2.4.18	contrainte maximale dans l'acier :	49
3.2.4.19	vérification de contrainte tangentielle :	50
3.2.4.20	vérification de l'acrotère vis-à-vis au séisme (RPA99/2003 A 6.2.3) :	50
3.3	Étude du plancher :	51
3.3.1	Introduction :	51
3.3.2	Les différents types de planchers :	51
3.3.3	Étude plancher corps creux :	51
3.3.3.1	Étude des poutrelles :	52
3.3.3.2	La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91/99) :	52
3.3.3.3	Application de la méthode :	52
3.3.4	Évaluation et combinaison des charges :	52
3.3.4.1	Combinaison des charges :	53
3.3.4.2	Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :	53
3.3.4.3	Moments fléchissant :	53
3.3.4.4	Vérification :	56
3.3.4.5	les armatures transversales :	56
3.3.4.6	Espacement :	57
3.3.4.7	Section des armatures d'âmes :	57

3.3.4.8	vérification à L' ELS :	57
3.3.4.9	Vérification de l'état limite de déformation :	58
3.3.4.10	Calcul de la flèche :	58
3.3.4.11	Combinaison des charges :	61
3.3.4.12	Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :	61
3.3.4.13	Moments fléchissant :	61
3.3.4.14	Vérification :	64
3.3.4.15	les armatures transversales :	64
3.3.4.16	Espacement :	65
3.3.4.17	Section des armatures d'âmes :	65
3.3.4.18	vérification à L' ELS :	65
3.3.4.19	Vérification de l'état limite de déformation :	66
3.3.4.20	Calcul de la flèche :	66
3.3.5	poutrelle à un seul travée :	68
3.3.5.1	Combinaison des charges :	69
3.3.5.2	Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :	69
3.3.5.3	Moments fléchissant :	69
3.3.5.4	Vérification :	71
3.3.5.5	les armatures transversales :	71
3.3.5.6	Espacement :	71
3.3.5.7	Section des armatures d'âmes :	71
3.3.5.8	vérification à L' ELS :	72
3.3.5.9	Vérification de l'état limite de déformation :	72
3.3.5.10	Calcul de la flèche :	72
3.3.6	La dalle de compression :	74
3.3.7	Étude de la dalle pleine :	75
3.3.7.1	Calcul des moments :	76
3.3.7.2	Moments en travées :	77
3.3.7.3	Moments en appuis :	77
3.3.7.4	Ferraillage de la dalle :	77
3.3.7.5	Espacement :	77
3.3.7.6	Condition de non fragilité :	78
3.3.7.7	Calcul des armatures transversales :	78
3.3.7.8	Vérification à l'ELS :	78
3.3.7.9	Vérification des contraintes à l'ELS :	79
3.3.7.10	Vérification de la flèche :	79
3.3.7.11	ferraillage de dalle plein :	79
3.4	Balcon :	80
3.4.1	Évaluation des charges :	80
3.4.1.1	Combinaisons des charges :	80
3.4.2	Calcul ferraillage en flexion composé :	81
3.4.3	Vérification à l'ELS :	81
3.4.3.1	Vérification des contraintes :	81
3.4.3.2	Contrainte maximale de béton :	81
3.4.3.3	Contrainte maximale de l'acier :	81
3.4.4	Calcul de la nouvelle As :	82
3.4.5	Les armatures de répartitions :	82
3.4.6	Vérification de l'effort tranchant :	82
3.4.7	Espacement des armatures :	82
3.4.7.1	Armatures longitudinale :	82
3.4.7.2	Armature de répartition :	82
3.4.8	Vérification de la flèche :	82
3.5	Étude de l'escalier :	83

3.5.1	Introduction :	83
3.5.2	Évaluation des charges :	83
3.5.3	Calcul le ferrailage des escaliers :	85
3.5.3.1	combinaison des charges :	85
3.5.3.2	Calcul les sollicitations :	85
3.5.3.3	Calcul des moments :	85
3.5.3.4	Effort tranchant :	86
3.5.4	Calcul du ferrailage :	86
3.5.4.1	condition de non fragilité :	86
3.5.4.2	Armature principale :	86
3.5.5	Armature de répartition :	87
3.5.5.1	Espacement des armatures principale :	87
3.5.5.2	Espacement des armatures répartition :	88
3.5.6	Vérification a L'ELS :	88
3.5.6.1	Vérification les contraintes maximales du béton :	88
3.5.6.2	Vérification l'effort tranchant :	88
3.5.7	Vérification de la flèche :	89
3.5.7.1	Moment d'inertie :	89
3.5.7.2	Module de déformation différée :	89
3.5.7.3	la flèche :	89
3.5.8	Calcul de la poutre palière :	90
3.5.8.1	prédimensionnement :	90
3.5.8.2	Evaluation des charges :	90
3.5.8.3	Réaction provenant du palier et de la paillasse :	90
3.5.8.4	Calcul les sollicitations de la poutre palière :	91
3.5.8.5	Ferrailage de la poutre palière :	92
3.5.8.6	Condition de non fragilité :	92
3.5.8.7	Vérification des armatures longitudinales :	93
3.5.8.8	Armature transversale :	93
3.5.8.9	Espacement :	93
3.5.8.10	La section d'armatures transversales :	93
3.5.8.11	Vérification a L'ELS :	94
3.5.8.12	Les contraintes maximales du béton :	94
3.5.8.13	Vérification de l'effort tranchant :	94
3.5.8.14	Vérification de la flèche :	95
3.5.8.15	Calcule la poutre palière à la torsion :	95
3.5.8.16	Calcul de la contrainte de la torsion :	95
3.5.8.17	Calculer la contrainte de cisaillement :	95
3.5.8.18	Résistance en torsion et flexion :	95
3.5.8.19	Les armatures nécessaires de la torsion :	96
3.5.8.20	Armature transversale :	96
3.5.8.21	Schéma de ferrailage :	96
4	Calcul sismique	97
4.1	Introduction :	97
4.2	Objectifs de l'étude dynamique :	97
4.3	Critères de classification (CH III RPA99/2003)	98
4.4	Classification des zones sismiques (A 3.1 RPA99/2003) :	98
4.5	Classification des ouvrages selon leur importance (A 3.2 RPA99/2003)	98
4.6	Classification des sites (A 3.3 RPA99/2003) :	98
4.7	Classification des systèmes de contreventement (A 3.4 RPA99/2003) :	98
4.7.1	Coeficient de comportement globale de la structure :	99
4.8	Classification des ouvrages selon leur configuration(A3.5 RPA99/2003) :	99

4.8.1	Régularité en plan :	99
4.8.2	Régularité en élévation (A3.5.1.b RPA99/2003) :	101
4.8.3	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	102
4.8.3.1	Centre de gravité des masses :	102
4.8.3.2	Centre de torsion :	103
4.8.3.3	Excentricité théorique :	103
4.8.3.4	Excentricité accidentelle (A 4.2.7 RPA99/2003) :	104
4.8.3.5	Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 RPA99/2003) :	104
4.8.3.6	Excentricité retenue :	105
4.8.3.7	Test de convergence :	105
4.9	Règle de calcul(RPA99/2003 CH 4) :	106
4.9.1	Méthode utilisables (A.4.1.1 RPA99/2003) :	106
4.9.1.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente (A.4.1.2 RPA99/2003) :	106
4.9.2	Méthodes dynamiques (A.4.1.3 RPA99/2003) :	106
4.10	Méthode statique équivalente (A 4.2 RPA99/2003) :	106
4.10.1	principe :	107
4.10.2	Calcul de la force sismique (A 4.2.3 RPA99/2003) :	107
4.10.2.1	Coefficient d'accélération de zone A (Tableau 4.1 RPA99/2003) :	107
4.10.2.2	Pourcentage d'amortissement critique(Tableau 4.2 RPA99/2003) :	107
4.10.2.3	Facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 RPA99/2003) :	107
4.10.2.4	Périodes caractéristiques associées au site (tableau 4.7 RPA99/2003) :	108
4.10.2.5	Estimation de la période fondamentale de la structure(RPA99/2003 A.4.2.4):	108
4.10.2.6	Vérification de la période fondamentale de la structure (A.4.2.4 n 4 RPA99/2003):	109
4.10.2.7	Facteur d'amplification dynamique moyen :	109
4.10.2.8	Coefficient de comportement R (tableau 4.3 RPA99/2003) :	110
4.10.2.9	Facteur de qualité Q (tableau 4.4 RPA99/2003) :	110
4.10.2.10	Poids total de la structure (page 30 RPA99/2003) :	111
4.10.3	La force sismique à la base est :	112
4.10.3.1	Sismique coefficient :	112
4.11	Méthode d'analyse modale spectrale (A.4.3 RPA99/2003) :	112
4.11.1	Principe (A.4.3.1 RPA99/2003) :	112
4.11.2	Modélisation (A.4.3.2 alinéa' RPA99/2003) :	113
4.11.2.1	Modélisation de la structure étudiée :	113
4.11.2.2	Description du logiciel ETABS :	113
4.11.3	Hypothèses de calcul :	114
4.11.4	Spectre de réponse de calcul (A.4.3.3 RPA99/2003) :	114
4.11.5	Vérification de comportement des trois premiers modes :	116
4.11.6	COMBINAISONS D' ACTIONS (A.5.2 RPA99/2003) :	118
4.11.7	Vérification spécifiques(A.7.4.3 RPA99/2003) :	118
4.11.7.1	Sollicitations normales(A.7.4.3.1 RPA99/2003)	118
4.11.7.2	Sollicitations tangentes (A.7.4.3.2 RPA99/2003) :	118
4.11.8	Nombre des modes à considérer (A.4.3.4 RPA99/2003) :	119
4.11.9	Résultante des forces sismiques de calcul (A.4.3.6 RPA99/2003) :	120
4.12	PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX MÉTHODES « STATIQUE » ET « DYNAMIQUE » (A.4.4 RPA99/2003) :	121
4.12.1	Stabilité au renversement (A.4.4.1 RPA99/2003) :	121
4.12.1.1	Méthode statique équivalente :	121
4.12.1.2	Méthode modale spectrale :	121
4.13	JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ (CH5 RPA99/2003) :	123
4.13.1	JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA RÉSISTANCE (A.5.3.RPA99/2003) :	123

4.13.2	JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA DUCTILITÉ (A.5.4 RPA99/2003) :	124
4.13.3	JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES (A.5.8 RPA99/2003) :	124
4.13.4	JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ (A.5.9 RPA99/2003) :	124
4.13.5	JUSTIFICATION VIS À VIS DES DÉFORMATIONS (A.5.10 RPA99/2003) :	125
4.13.6	Calcul des déplacements (A.4.4.3 RPA99/2003) :	126
4.13.6.1	Méthode statique équivalente :	126
4.13.6.2	Méthode modale spectrale :	126
5	Calcul des éléments structuraux	127
5.1	Introduction :	127
5.2	Calcul des poutres	127
5.3	Ferraillage des poutres :	127
5.3.1	Combinaison de ferraillage des poutres :	127
5.3.1.1	Combinaisons CBA93 (A.6.1.2) :	127
5.3.1.2	Combinaisons RPA99/2003 (A,5.2) :	127
5.3.1.3	les coefficients des poissons :	128
5.3.2	Spécification pour le ferraillage :	128
5.3.2.1	Armatures longitudinales :	128
5.3.2.2	Armatures transversales :	128
5.3.3	Ferraillage des poutres principales (45x30 cm ²)	129
5.3.3.1	Calcul les armatures longitudinales :	129
5.3.3.2	Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :	130
5.3.3.3	Armatures transversales :	131
5.3.3.4	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :	132
5.3.3.5	Vérification à l'état limite de service :	132
5.3.3.6	Vérification de la flèche :	133
5.3.4	Ferraillage des poutres secondaire (35x30)cm ² :	135
5.3.4.1	Calcul les armatures longitudinales :	136
5.3.4.2	Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :	136
5.3.4.3	Armatures transversales :	137
5.3.4.4	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :	139
5.3.4.5	Vérification à l'état limite de service :	139
5.3.4.6	Vérification de la flèche :	139
5.4	Calcul des poteaux	141
5.4.1	Combinaison des charges :	141
5.4.2	Recommandations de RPA99/2003	141
5.4.2.1	Armatures longitudinales (A.7.4.2.1 RPA99/2003) :	141
5.4.3	Armatures transversales (A.7.4.2.2 RPA99/2003)	142
5.4.4	Les sollicitations dans les poteaux :	142
5.4.5	Calcul le ferraillage longitudinal :	143
5.4.6	L'ELU :	144
5.4.6.1	calcul de l'excentricité :	144
5.4.6.2	Les sollicitations :	145
5.4.6.3	Coefficient de remplissage ψ_1 :	145
5.4.6.4	Calcul la section d'armature :	146
5.4.6.5	calcul de l'excentricité :	146
5.4.6.6	Les sollicitations :	147
5.4.6.7	Coefficient de remplissage ψ_1 :	147
5.4.7	L'ELA :	148
5.4.7.1	calcul de l'excentricité :	148
5.4.7.2	Les sollicitations :	148

5.4.7.3	Coefficient de remplissage ψ_1 :	148
5.4.7.4	calcul de l'excentricité :	149
5.4.7.5	Les sollicitations :	150
5.4.7.6	Coefficient de remplissage ψ_1 :	150
5.4.7.7	Calcul la section d'armature :	150
5.4.8	Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :	151
5.4.8.1	Condition de non fragilité d'après CBA93 :	151
5.4.8.2	ferraillage transversal :	152
5.4.8.3	Vérification l'effort tranchant (Vérification de la condition de cisaillement) (CBA93 Art A.5.1.2.1) :	153
5.4.8.4	Vérification au flambement :	153
5.4.8.5	Vérification à l'ELS :	154
5.4.8.6	Ferraillage de poteau :	156
5.5	Calcul des voiles :	157
5.5.1	Recommandation du RPA99/2003 5.5.2.1 :	158
5.5.1.1	Prescription pour les aciers verticaux (A.7.7.4.1 RPA99/2003) :	158
5.5.1.2	Prescription pour les aciers horizontaux (A.7.7.4.2 RPA99/2003) :	159
5.5.1.3	Armatures transversales :	159
5.5.1.4	Armatures de coutures :	159
5.5.1.5	Règles communes (armatures verticales et horizontales) (A.7.7.4.3 RPA99/2003) :	159
5.5.2	Ferraillage du voile :	159
5.5.2.1	Choix de la méthode :	160
5.5.2.2	Voile entre deux poteau (V1) :	161
5.5.2.3	Armature minimale (RPA99/V2003, Art 7.7.4.1) :	163
5.5.2.4	Choix d'armatures :	163
5.5.2.5	Espacement :	163
5.5.3	Armatures horizontales (A.7.7.2 RPA99/2003) :	164
5.5.3.1	Vérification de cisaillement (RPA99/mod2003 Art 7.7.2) :	164
5.5.3.2	Les Armatures transversales :	164
5.5.3.3	Armature horizontale (RPA99/mod2003 Art 7.7.4.2) :	164
5.5.3.4	Ferraillage de les autres voiles V_1 et V_2 et V_3 et V_4 :	165

6 Calcul des fondations 167

6.1	Introduction :	167
6.2	Les fondations :	167
6.2.1	Différents types de fondations :	167
6.2.2	Combinaisons de calcul :	168
6.2.3	Reconnaissance du sol :	168
6.2.4	Choix de type de fondation :	168
6.2.5	Calcul de la surface revenant à la semelle :	168
6.2.5.1	Vérification de la semelle isolée :	168
6.3	Étude du radier général :	169
6.3.1	Pré dimensionnement du radier :	169
6.3.1.1	La condition forfaitaire :	170
6.3.1.2	La condition de résistance au cisaillement :	170
6.3.2	Pré dimensionnement de la nervure :	170
6.3.2.1	Condition forfaitaire :	170
6.3.2.2	Largeur de la nervure :	171
6.3.2.3	Condition de la longueur élastique :	171
6.3.2.4	Calcul du débordement :	171
6.3.2.5	Vérification au poinçonnement (CBA93 A.5.2.4.2) :	172
6.3.2.6	Vérification de non soulèvement (effet de sous-pression) :	172
6.3.2.7	Caractéristiques géométriques du radier :	173

6.3.2.8	Détermination des charges et des surcharges :	175
6.3.2.9	Justification de la stabilité des fondations (A.5.7 RPA99/2003) :	176
6.3.2.10	Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :	176
6.3.2.11	Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$:	177
6.3.2.12	La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions :	178
6.3.2.13	Evaluation des charges :	178
6.3.2.14	Calcul des moments isostatiques :	178
6.3.2.15	Condition de non fragilité :	180
6.3.2.16	Vérification à ELS :	180
6.4	Étude du débord :	182
6.4.1	Calcul d'armature :	182
6.4.1.1	La condition de non-fragilité peut être exprimée comme suit :	182
6.4.1.2	La vérification de l'effort tranchant :	183
6.5	Étude des nervure :	184
6.5.1	Calcul des sollicitations :	186
6.5.1.1	Moment sur appui :	186
6.5.1.2	Moment de flexion maximal en travée :	187
6.5.2	Efforts tranchants au niveau d'appuis :	188
6.5.3	Calcul des armatures :	188
6.5.3.1	Condition de non fragilité :	189
6.5.3.2	Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :	189
6.5.3.3	Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :	190
6.5.3.4	Armatures transversales :	190
6.5.3.5	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :	191
6.5.3.6	Condition de non fragilité :	191
6.5.3.7	Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :	192
6.5.3.8	Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :	192
6.5.3.9	Armatures transversales :	192
6.5.3.10	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :	193
6.5.3.11	Vérification à ELS :	194
6.5.3.12	Les armatures de peau :	194
6.6	Étude voile de Soutènement :	197
6.6.1	Pré-dimensionnement :	197
6.6.2	Caractéristiques géotechniques du sol :	197
6.6.2.1	Cohésion :	197
6.6.2.2	Poids spécifique du remblai γ_d :	197
6.6.2.3	Angle de frottement interne du remblai ϕ :	197
6.6.2.4	Coefficient des poussées des terres actives K_a :	197
6.6.3	Ferraillage :	197
6.6.3.1	Sens X-X :	198
6.6.3.2	Sens Y-Y :	198
6.6.4	Condition de non-fragilité :	199
6.6.4.1	Section adoptée :	199
6.6.4.2	Espacement :	199
6.6.4.3	Vérification de l'effort tranchant :	200
6.6.4.4	Vérification à L'ELS :	200
6.6.4.5	Redimensionnement à L'ELS :	200
6.6.4.6	Vérification de la flèche (CBA93 B.7.5) :	200
7	Conclusion	202
.1	Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud) :	204
.2	Sections réelles d'armatures :	205

Introduction

Le génie civil englobe l'ensemble des techniques relatives aux constructions civiles. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures urbaines, assurant leur gestion pour répondre aux besoins de la société. Ils doivent garantir la résistance, la sécurité et l'économie des utilisateurs en respectant les normes et les règles de calcul spécifiques du génie civil, notamment le CBA93, le RPA99 version 2003 et les autres différents DTR.

La prise en compte du risque sismique constitue une préoccupation constante pour les ingénieurs en génie civil, étant donné la difficulté d'évaluer ce risque en raison de son caractère imprévisible et aléatoire. Ainsi, il ne suffit pas de se conformer aux règlements en vigueur ; il est impératif de comprendre les facteurs déterminants du comportement dynamique des structures pour anticiper efficacement leur réponse à des niveaux d'accélération spécifiques.

Le présent projet de fin d'études concerne l'analyse d'un bâtiment de cinq étages (R+5) plus sous-sol, doté d'un système de contreventement mixte (voiles et portiques), situé sur un site de catégorie S3, caractérisé comme sol meuble.

Dans ce projet, le plan suivant a été suivi :

- **Chapitre I** : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux utilisés.
- **Chapitre II** : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ainsi que la descente de charge.
- **Chapitre III** : Étude des éléments secondaires (acrotères, poutrelles, escaliers, dalles pleines).
- **Chapitre IV** : Étude dynamique et sismique, étape cruciale dans l'étude d'un projet.
- **Chapitre V** : Calcul des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir des résultats obtenus par le logiciel ETABS 20, tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le BAEL91.
- **Chapitre VI** : Étude de l'infrastructure.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1 Introduction :

Le béton armé a été inventé au milieu du 19^{ème} siècle avec l'avènement de l'ère industrielle : c'est en effet en 1855 que Lambot présentait un bateau en ciment armé à l'exposition de Paris. Depuis, il a été le principal matériau universellement utilisé dans les ouvrages de génie civil. Ceci est dû à sa durabilité, sa mise en oeuvre facile et les différentes formes possibles à réaliser. Les constituants du béton à part le ciment sont d'un coût réduit, ce qui lui permet d'être compétitif par rapport à d'autres matériaux de construction. En 1906 paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles. La circulaire de 1906 sera remplacée par les règles BA 45 puis BA 60, BA 68 (CCBA 68), BAEL 83 et enfin BAEL 91. Actuellement les règles Eurocodes sont en phase d'utilisation en Europe (Eurocodes2, EC 2). Depuis son invention, le principe du béton armé n'a pas changé : le béton résistant bien à la compression, mais très médiocrement à la traction, il s'agit de renforcer le béton en disposant des armatures orientées autant que possible suivant la direction des isostatiques de traction, armatures dont la section est proportionnelle aux efforts qui s'exercent.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment)
- Ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

1.2 Description de l'ouvrage

Ce projet, proposé par Propriétaire : Agence de Wilaya de Gestion et de Régulation Foncière Urbaine de la wilaya de Skikda, consiste l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte (commerce et habitation), (R+5) contient un entre sol + RDC à usage commerciale, qui sera implanté à EMJEZ EDCHICH wilaya de SKIKDA.

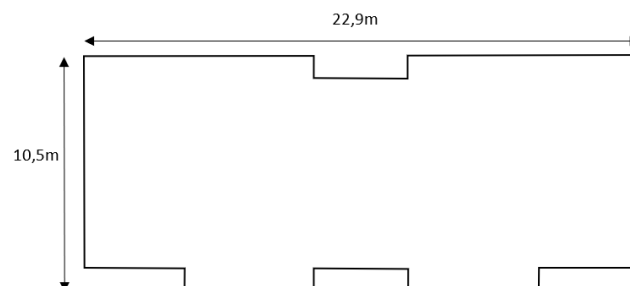


Fig. 1.1 : Dimensions en plan

1.3 Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol; $\bar{\sigma}=1.65\text{bar}$.

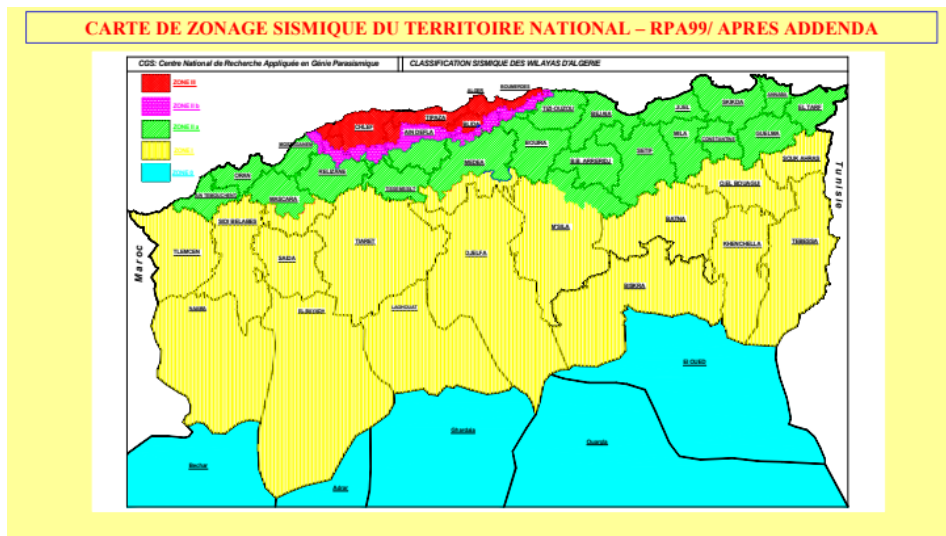


Fig. 1.2 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ APRES ADDENDA

1.4 Nature de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment (R+5) comportant :

- 01 RDC commerce.
- 01 entre sol commerce.
- 05 étages courants.

1.5 Caractéristiques géométriques

Longueur totale 22.90 m

Largeur totale 10.50 m

Hauteur totale 22.78 m

Hauteur de l'étage courant 03.06 m

Hauteur d'entre sol (service) 03.40 m

Hauteur du RDC commerce 04.08 m

Hauteur de l'acrotère 00.60 m

1.6 Éléments de l'ouvrage

1.6.1 Ossature

L'ouvrage est réalisé en ossature mixte (poteaux, poutres + voiles). Son contreventement est assuré par les voiles en béton armé. Il comporte des planchers en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles ainsi que des dalles pleines. Plancher terrasse Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité en pente pour faciliter l'écoulement des eaux.

1.6.2 Maçonnerie

Murs extérieurs Ils seront réalisés avec de la brique creuse en double cloisons de 10 cm et de 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.

Cloisons intérieures Elles sont réalisées en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

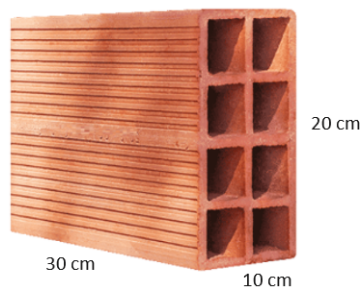


Fig. 1.3 : Brique creuse 10cm



Fig. 1.4 : Brique creuse 15cm

1.6.3 Escalier

Cage d'escaliers Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux, constituée de paliers et de paillasse en béton armé coulés sur place.

1.6.4 Balcons

Balcons Les balcons sont en dalle pleine.

1.6.5 Revêtements

Les revêtements sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau avec étanchéité.

1.7 Caractéristiques des matériaux

1.7.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.7.1.1 Résistance à la compression

Le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (notée f_{c28}). Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées. Pour notre étude. On prend : $f_{c28} = 25$ MPa.

Si $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (1.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{for } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

Si $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Vérification de la résistance des sections} \quad (1.3)$$

$$f_{cj} = 1.1 \cdot f_{c28} \quad \text{Évaluation des déformations} \quad (1.4)$$

1.7.1.2 Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj} \quad (\text{avec } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}) \quad (1.5)$$

1.7.2 Déformations longitudinales instantanées du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton E_{ij} es égal à (CBA93 Art A2 .1 .2.1) :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad (1.6)$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa :

$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (1.7)$$

1.7.3 Déformations longitudinales différées du béton

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes s'additionnent sans atténuation.

1.7.3.1 Retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement du béton, au cours de son durcissement, il est dû essentiellement à l'évaporation de l'eau de gâchage en excès, non combinée au ciment.

1.7.3.2 Fluage du béton

Le fluage est l'augmentation dans le temps des déformations relatives, sous des contraintes permanentes. Les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au âge. Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \quad [\text{Art A 2.1.2.2 CBA93}] \quad (1.8)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on a $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$.

1.7.4 Autres propriétés du béton

1.7.4.1 Masse volumique

La masse volumique des bétons courants est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec les modalités de mise en oeuvre, en particulier avec la vibration.

1.7.4.2 Coefficient de dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $(0.7 \times 10^{-5}, 1.2 \times 10^{-5})$; il est de même ordre de celui de l'acier. Dans les calculs, on adopte comme coefficient de dilatation la valeur : 10^{-5} .

1.7.4.3 Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de Poisson le rapport :

$$n = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\text{variation unitaire du côté de la section}}{\text{raccourcissement unitaire}} \quad (1.9)$$

Le coefficient de Poisson, ν prend les valeurs suivantes :

- Si le béton est supposé non fissuré, $\nu = 0,20$.
- Si le béton est supposé fissuré, $\nu = 0$.

1.8 Caractéristiques des aciers

1.8.1 Caractéristiques géométriques

Les barres d'acier utilisés sont caractérisées par leur diamètre nominal ϕ . Les diamètres nominaux normalisés sont les suivants (en millimètres) :

6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40.

La section des barres et leurs poids par mètre, en fonction des diamètres, sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. 1.1 : Section et poids des barres en fonction des diamètres

F (mm)	Section (cm ²)	Poids (kg/m)
6	0.28	0.222
8	0.50	0.395
10	0.79	0.616
12	1.13	0.888
14	1.54	1.208
16	2.01	1.579
20	3.14	2.466
25	4.91	3.854
32	8.04	6.313
40	12.57	9.864

1.8.2 Caractéristiques mécaniques

Les armatures sont en acier, caractérisées par un même comportement en traction et en compression, elles ont une résistance très élevée par rapport au béton, et une ductilité importante. Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e .

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2.10^5 \text{ MPa}$

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface : on trouve les ronds lisses et les barres à hautes adhérence.

1.8.2.1 Armatures ronds lisses

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités qui sont négligeables. Pour les ronds lisses (RL), il existe deux nuances Fe E 215 et Fe E 235, correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 MPa et 235 MPa.

1.8.2.2 Armatures à hautes adhérence

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale et qui, la plupart du temps, ont subi un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée. La haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature, ou par torsion d'un profil non circulaire, ou par les deux procédés à la fois. Pour les barres à hautes adhérence (HA), les nuances sont Fe E 400 et Fe E 500 correspondant à des limites d'élasticité garantie de 400 et 500 MPa.

1.9 États-limites

Un état-limite est un état au-delà duquel la structure, ou un élément de la structure, est mise hors service, c'est-à-dire ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les états-limites se classent en deux catégories :

- les états-limites ultimes (ELU);
- les états-limites de service (ELS).

1.9.1 États-limites ultimes

Ce sont en général ceux dont le dépassement entraîne la ruine immédiate ou très rapide de l'ouvrage. On peut définir l'état-limite ultime par l'atteinte de la résistance, ou par l'instabilité locale ou totale.

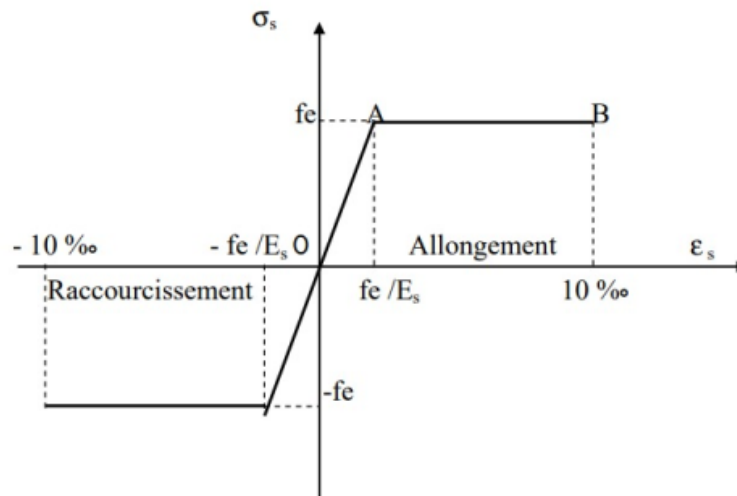


Fig. 1.5 : Diagramme contraintes déformations (Acier) à l'ELU

1.9.1.1 a) État-limite ultime de résistance :

La destruction de la structure est due à l'atteinte de la résistance à la rupture de l'un des matériaux constituant le béton armé.

1.9.1.2 b) État-limite ultime de stabilité de forme :

Les structures élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations amplifiées dues à l'effort normal (effet dit de second ordre), c'est le flambement. Il est nécessaire, dans ce cas, de procéder à des vérifications spéciales car, très souvent, une pièce soumise au flambement devient instable sans qu'aucune de ses sections n'ait atteint l'état-limite ultime de résistance.

1.9.1.3 c) État-limite ultime d'équilibre statique :

Une construction ne doit pas se renverser sous l'effet des charges qui sont appliquées. Par conséquent, l'équilibre statique devra être justifié toutes les fois que les causes extérieures agissant sur un ouvrage seront susceptibles de provoquer un déplacement anormal de cet ouvrage ou d'une de ses parties.

1.9.2 États-limites de service

Ce sont des états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. On est ainsi amené à considérer :

- une limite pour la valeur de la compression du béton ;
- une limite pour l'ouverture des fissures ;
- une limite pour les déformations des éléments d'une structure.

1.9.2.1 a) État-limite de compression du béton :

Cette limitation a pour but d'empêcher la formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.

1.9.2.2 b) État-limite d'ouverture de fissures :

Cette vérification consiste à s'assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et que la contrainte dans ces armatures ne dépasse pas une certaine valeur limite.

1.9.2.3 c) État-limite de déformation :

Tout élément soumis à des sollicitations se déforme, il est donc indispensable de limiter toute déformation sous tout type de sollicitations dans la structure.

1.9.3 Hypothèses de calcul à l'état-limite ultime

1.9.3.1 Hypothèses de calcul

Dans les calculs relatifs à l'état-limite ultime de résistance, les sollicitations (moment de flexion, moment de torsion, effort normal, effort tranchant) sont déterminées en admettant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli). Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance de l'axe neutre.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton, c'est-à-dire qu'une armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure.
- béton tendu est négligé dans les calculs. Étant donné que la résistance à la traction du béton est faible on néglige, par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il résulte de cette hypothèse que les contraintes normales de traction doivent être équilibrées uniquement par les efforts existant dans les armatures longitudinales.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section passent au moins par l'un des trois pivots définis au paragraphe .
- diagramme contraintes-déformations de calcul du béton est l'un de ceux définis au paragraphe (2.3.3).
- Le diagramme contraintes-déformations de calcul de l'acier est celui défini au paragraphe(2.3.4).
- La section totale d'un groupe de barres, tendues ou comprimées et disposées en plusieurs lits, peut-être remplacée par la section unique située au centre de gravité du groupe

1.10 Règle des trois pivots

La façon la plus simple pour caractériser le comportement du béton armé est de raisonner par les déformations, suite à la linéarité de ses dernières et à leurs mesurabilités.

Le pivot est défini comme étant un point de déformation limite fixé, à partir duquel on délimitera les déformations possibles dans la section pour toute sollicitation. D'après l'analyse du comportement des matériaux béton-acier, on peut définir trois pivots (figure 2.1).

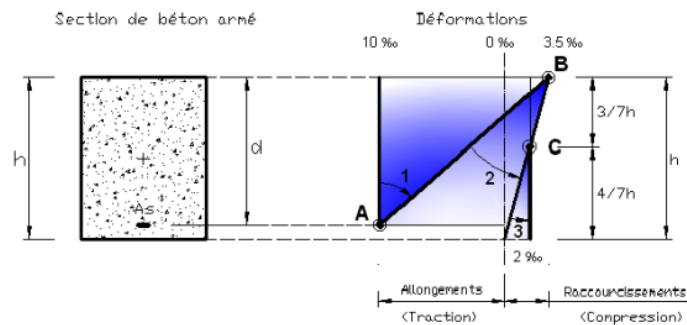


Fig. 1.6 : Règle des trois pivots

- **Pivot A** : Afin d'assurer une exploitation convenable de l'ouvrage, on imposera une déformation de l'acier tendu à 10 ‰. La section est soit totalement tendue (traction simple ou flexion composée), soit partiellement comprimée à la limite de 3,5 ‰(flexion simple ou composée).
- **Pivot B** : C'est le qui est utilisé à sa limite de plasticité de la fibre la plus comprimée fixée à 3,5 ‰dans une partiellement tendue (flexion simple ou composée) avec des déformations dans les aciers qui peuvent être supérieures ou inférieures à leur limite élastique.
- **Pivot C** : Lorsque le béton est tout juste totalement comprimé, l'adaptation plastique ne peut avoir lieu pour un état de déformation uniforme qui ne peut aller au-delà de 2 ‰. L'adoption d'un autre pivot C devient nécessaire afin d'assurer la continuité dans les états de déformations et d'aboutir à une déformation uniforme de 2 ‰(flexion composée ou compression simple).

1.10.0.1 Diagrammes contraintes-déformations du béton

Dans les calculs relatifs à l'état-limite ultime de résistance, on utilise, pour le béton, un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle et, dans certains cas, par mesure de simplification, un diagramme rectangulaire.

1.10.0.1.1 a) Diagramme parabole-rectangle : Ce diagramme représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement (figure 3). C'est le diagramme contraintes-déformations qui peut être utilisé dans tous les cas.

La résistance conventionnelle ultime à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (1.10)$$

avec :

- f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
- γ_b : coefficient de sécurité (γ_b vaut 1.5 sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors 1.15).
- θ : dépend de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$: lorsque la durée d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.
 - $\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 - $\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

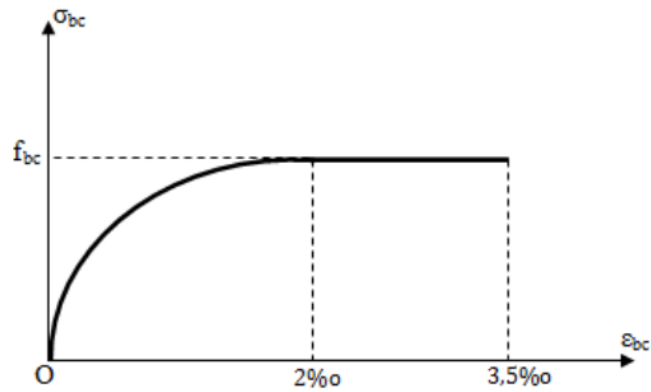


Fig. 1.7 : Diagramme parabole-rectangle

1.10.0.1.2 b) Diagramme rectangulaire : Lorsque la section est partiellement comprimée (cas de la simple), nous pouvons remplacer le diagramme parabole-rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (figure 4).

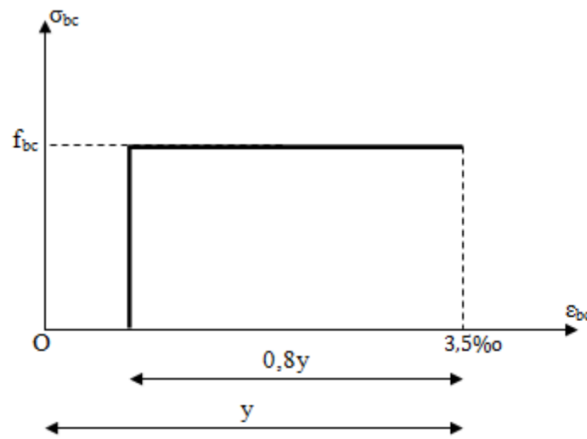


Fig. 1.8 : Diagramme rectangulaire

1.10.0.2 Diagramme contraintes-déformations des aciers

Le diagramme conventionnel pour les armatures est représenté sur (figure.5) . Jusqu'au point A, correspondant à la limite élastique f_e , on conserve la droite OA d'équation $\sigma_s = E_s \epsilon_s$. À partir du point A, le diagramme est constitué par une horizontale d'ordonnée $g_f \epsilon_s$.

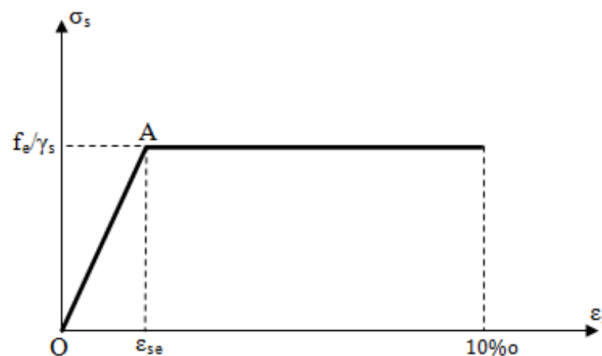


Fig. 1.9 : Diagramme contraintes-déformations des aciers

1.10.1 Hypothèses de calcul à l'état-limite de service

1.10.1.1 Hypothèses de calcul

Dans les calculs relatifs à l'état-limite de service, les sollicitations sont déterminées en considérant les hypothèses suivantes :

- Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.
- Le béton tendu est négligé.

1.10.1.2 État-limite de compression de béton

Afin d'éviter la formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression, la contrainte maximale de compression du béton, sous l'effet des sollicitations de calcul relatives aux états-limites de service, est limitée à $0.6f_{cj}$, soit pratiquement, à $0.6f_{c28}$:

$$s_{bc} \leq s_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (1.11)$$

État-limite d'ouverture de fissures

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures qui peuvent se produire dans les pièces en béton armé car, si cette ouverture devenait trop importante, elle risquerait d'entraîner la corrosion des armatures.

En ce qui concerne la fissuration, nous distinguerons trois cas :

1.10.1.2.1 a) Fissuration peu préjudiciable : La fissuration d'un élément est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- cet élément est situé dans des locaux couverts et clos et n'est pas soumis à des condensations (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées);
- les parements de cet élément susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou sont peu visibles.

Dans ce cas, il n'y a aucune vérification particulière à effectuer.

1.10.1.2.2 b) Fissuration préjudiciable : La fissuration d'un élément est considérée comme préjudiciable lorsque cet élément est exposé aux intempéries, ou à des condensations, ou peut être alternativement noyé ou émergé en eau douce. Il est alors nécessaire de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min (2/3 \cdot f_e, 110 \cdot q_h \cdot f_{tj}) \quad (1.12)$$

avec :

- f_e , limite élastique de l'acier utilisé;
- f_{tj} , résistance caractéristique à la traction du béton en MPa ($f_{tj} = f_{t28}$);
- h , coefficient de fissuration dont la valeur est égale à 1 pour les rond lisses y compris l'estreillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1, 6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1, 3.
- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm

1.10.1.2.3 c) Fissuration très préjudiciable : La fissuration d'un élément est considérée comme très préjudiciable lorsque cet élément est exposé à un milieu agressif. Il est alors nécessaire d'observer les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} \cdot f_e, 90 \cdot q_h \cdot f_{tj} \right) \quad (1.13)$$

le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm. (1.14)

1.10.2 Actions et Sollicitations

1.10.2.1 Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

On distingue les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.

1.10.2.1.1 a) Actions permanentes : Ces actions, représentées par G , sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (par exemple le retrait).

Les actions permanentes comprennent notamment :

- le poids propre de la structure ;

1.10.2.1.2 b) Actions variables : Ces actions, représentées par Q_i , sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles comprennent en particulier :

- les charges d'exploitation ;
- les charges climatiques (neige et vent) ;
- les charges appliquées en cours d'exécution et qui proviennent, en général, des équipements de chantier ;
- les effets dus à la température.

1.10.2.1.3 c) Actions accidentelles : Ces actions, représentées par F_A , sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application comme les séismes, les chocs et les explosions. Les actions accidentelles ne sont à considérer que pour les états-limites ultimes. Les valeurs à prendre en compte pour les actions accidentelles sont fixées par les textes réglementaires tels que les règles parasismiques, ou à défaut par le cahier de charges.

1.10.2.2 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 exprimées sous forme de forces, d'efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion ou de torsion).

1.10.2.2.1 a) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance et de stabilité de forme : On distingue les situations durables et transitoires, qui font intervenir seulement les actions permanentes ou variables, et les situations accidentelles qui prennent en compte les actions accidentelles.

a-1) Combinaison fondamentale : Lors de situations durables et transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison fondamentale représentée symboliquement par :

$$1.35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + gQ1 \cdot Q1 + \sum 1.3Y0i \cdot Qi \quad (1.15)$$

avec :

- G_{\max} : ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable,
- G_{\min} : ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable,
- $Q1$: action variables de base,
- Qi : actions variables d'accompagnement.

Le coefficient $gQ1$ a pour valeurs :

$$gQ1 = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas général} \\ 1.35 & \text{pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, les charges routières} \end{cases} \quad (1.16)$$

a-2) Combinaison accidentelle : Si elle n'est définie par des textes spécifiques, la combinaison d'actions à considérer est représentée symboliquement par :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + Y1i \cdot Q1 + \sum Y2i \cdot Qi \quad (1.17)$$

avec :

- FA : valeur nominale de l'action accidentelle ;
- $Y1i \cdot Q1$: valeur fréquente d'une action variable ;
- $Y2i \cdot Qi$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

b) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service : Elles résultent de la combinaison d'actions dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q1 + \sum Y0i \cdot Qi \quad (1.18)$$

Chapitre 2

Prédimensionnement

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à un pré-dimensionnement des divers éléments constitutifs de l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra d'anticiper les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent supporter les sollicitations et les charges auxquelles ils seront exposés. Cette démarche sera réalisée en stricte conformité avec les lois et règlements en vigueur. De plus, il convient de noter que les résultats obtenus dans ce chapitre ne seront pas définitifs ; ils pourront être ajustés après vérification lors de la phase de dimensionnement.

2.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature. Dans notre structure on trouve des planchers à corps creux et des dalles pleines.

2.2.1.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. La hauteur du plancher doit vérifier la condition de la flèche suivante :

Selon le C.B.A93 :

$$h_{tp} \geq \frac{L.max}{22.5} \quad (2.1)$$

Où : L.max : Longueur maximale entre les appuis dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L.max = 390 - 35 = 355 \text{ m.}$$

htp : Hauteur totale du plancher. Ce qui nous donne :

$$ht \geq \frac{355}{22.5} = 15.77 \text{ cm.}$$

On optera pour un plancher de (16 + 4)

$$ht = 20 \text{ cm.}$$

$$e \geq 16 \text{ cm} \gg 20 \geq 16 \text{ cm CV}$$

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique selon les règles du CBA93.

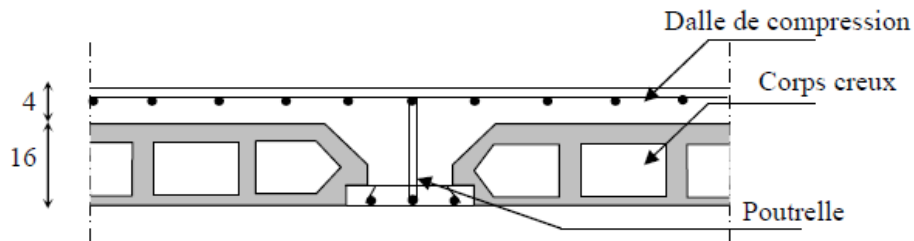


Fig. 2.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

2.2.1.2 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles, petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint, forment l'ossature d'un plancher. Elles se calculent comme des sections en T.

Pour la largeur de la nervure et la largeur de la table de compression, les conditions suivantes sont prises en compte :

Selon le C.B.A93 : (Article A. 4.1.3)

$$0.3h \leq b_0 < 0.5h \quad (2.2)$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

on adopte :

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2} \right) \quad (2.3)$$

$$L = 390 \text{ cm}, \quad L_0 = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{390}{10}, \frac{55}{2} \right) = \min (39, 27.5)$$

$$\text{Let } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm.}$$

$$\text{on adopte ; } b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Avec :

b : est la largeur de la table de compression.

b₀ : la distance entre nus de corps creux.

L : est la portée maximal de la nervure entre nus.

L₀ : est la distance entre nus des nervures (généralement L₀ = 55cm).

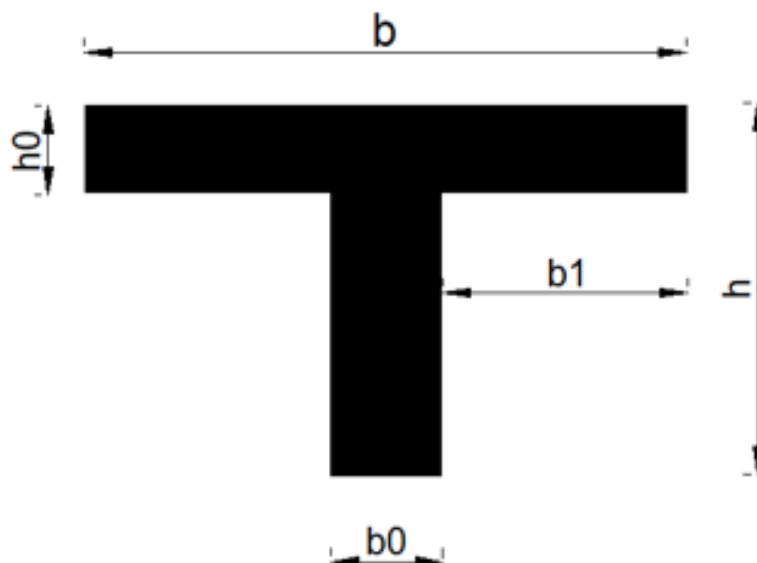


Fig. 2.2 : Les dimensions de poutrelle

2.2.1.3 Planchers en Dalles Pleines

Le plancher à dalle pleine est constitué d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres orthogonales. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

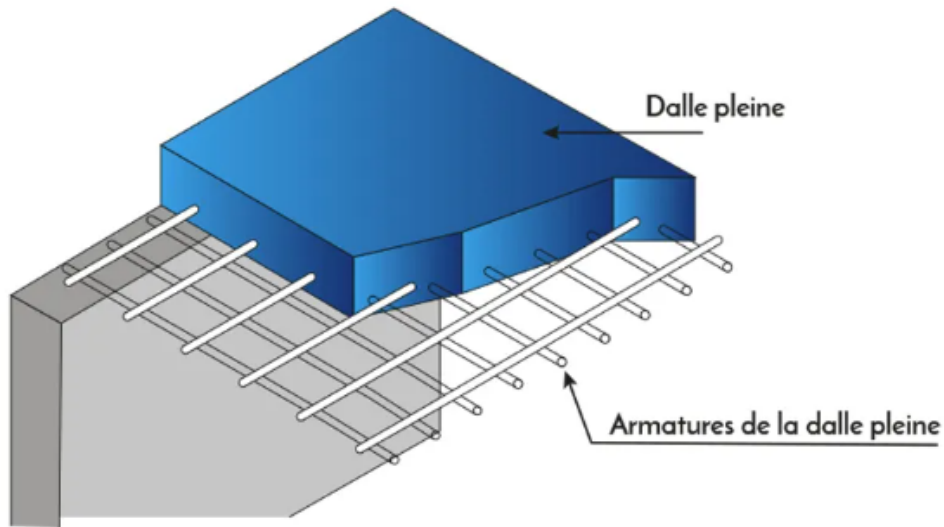


Fig. 2.3 : Coupe transversale d'un plancher en dalle pleine

2.2.2 Portées des Panneaux de Dalle

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre nus des appuis.

2.2.2.1 Résistance au Feu :

La résistance au feu est déterminée en fonction de l'épaisseur de la dalle (e) :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

On choisit $e = 11$ cm.

2.2.2.2 Isolation Phonique :

Selon les règles techniques CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On admet une épaisseur $e = 15$ cm.

2.2.2.3 Résistance à la Flexion :

La résistance à la flexion dépend de la portée (L_x) et de l'épaisseur (e) de la dalle. Selon le C.B.A 93, on a les critères suivants :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèle.}$$

$$\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \quad \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4.$$

$$\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur quatre appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

Avec $L_x = 390$ cm et e choisi final : $e = 15$ cm.

pour pré dimensionnement des planchers nous adoptons :

Type de Plancher	Épaisseur "E"
Plancher à corps creux	20 cm(16 + 4)
Dalle pleine	15 cm

2.2.3 Pré-dimensionnement de Balcon :

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres, soumise à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre due au poids propre du garde-corps. Cette console est ferrillée en flexion simple, et le calcul se fait pour une bande de 1m.

D'après le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites) :

La dimension minimale (e) du balcon est déterminée par la longueur (L) du balcon, avec $e \geq \frac{L}{10}$. Si $L = 150$ cm :

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad (2.4)$$

Cependant, en raison de l'isolation phonique ($e \geq 13$ cm), on prend $e = 15$ cm.

2.2.4 Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, encastrée au plancher terrasse, L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

La section de l'acrotère est :

	a	b	Surfaces (m ²)
S 1	0.6	0.1	0.06
S 2	0.06	0.1	0.006
S 3	0.04	0.1	0.002
			S total = 0.068
		ρ (kN/m ³)	25
		G (kN/ml)	1.7
		Q (kN/ml)	1

Tab. 2.1 : Dimensions de l'acrotère

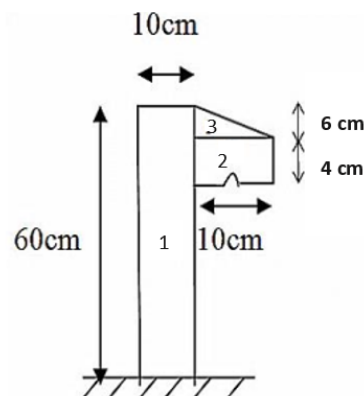


Fig. 2.4 : coupe transversale de l'acrotère

2.2.5 Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- H : la hauteur du palier .
- L0 : longueur projetée de la volée
- Lv : longueur de la volée
- Lp : longueur du palier départ
- L'p : longueur du palier d'arrivée

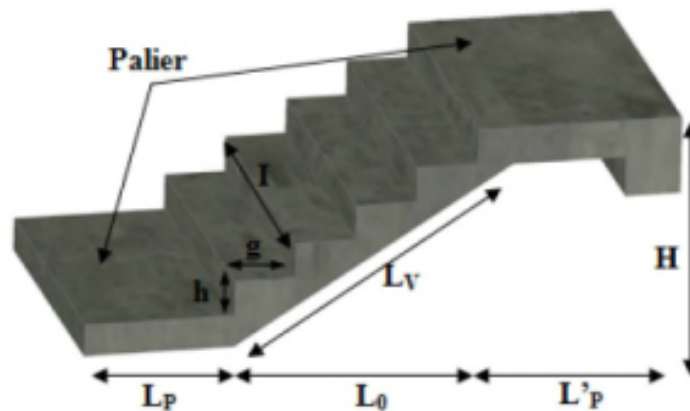


Fig. 2.5 : Les composantes d'un escalier

2.2.5.1 Terminologie :

Giron (g) : largeur de la marche.

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Emmarchement (l) : longueur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50 cm du jour.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale. Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad (2.5)$$

g : le giron de la marche avec : $24 \leq g \leq 32$

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

Avec :

On a h : varie de 14.5 cm à 18.5 cm,

On adopte : h = 17cm

$$n = \frac{H}{h} \quad (2.6)$$

$$g = \frac{L}{n - 1} \quad (2.7)$$

2.2.5.2 les dimensionne des élément d'escalier :

Caractéristiques techniques :

H=3.40m ⇒ (S.S).

H=4.08m ⇒ (RDC).

H=3.06m ⇒ (Etages).

Tab. 2.2 : les dimensionne des élément d'escalier

Etages	H (cm)	$n = \frac{H}{2h}$	$g = \frac{L}{n-1}$	$59 \leq 2h + g \leq 66$	Angle d'inclinaison $\tan \alpha = \frac{H}{L}$
(S,S)	340	10	30	cv	32,534
(RDC)	408	12	30	cv	32,534
(Etages courant)	306	9	30	cv	32,534

2.2.5.3 Épaisseur de la paillasse et le palier :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad (2.8)$$

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} \quad (2.9)$$

$$L=240\text{cm}$$

$$9.487 \leq e \leq 14.231$$

On prend : e=14cm

2.2.5.4 Poutre palier :

D'après les règles BAEL91, on a :

$$\frac{L_e}{15} \leq h \leq \frac{L_e}{10} \quad (2.10)$$

Avec L : la longueur entre nus L=240cm.

Donc :

$$L_e = L + L'(cm) \quad (2.11)$$

$$L'=120(\text{cm})$$

$$L_e = 360$$

$$24 \leq h \leq 36$$

On adopte h=35cm

$$0.4 * h(\text{cm}) \leq b \leq 0.7 * h(\text{cm}) \quad (2.12)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On adopte b=30cm.

D'après le RPA99/2003 :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \Rightarrow CV$$

2.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

2.3.1 Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé; qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Le dimensionnement des poutres se fait par le règlement BAEL 91 par la condition de la flèche, et il doit être vérifié par le RPA version 2003. (Art 7.5.1).

D'après les règles BAEL91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2.13)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad (2.14)$$

Avec :

L : la plus grande distance entre les axes des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre .

On a deux types de poutres :

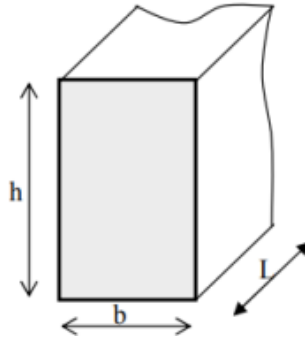


Fig. 2.6 : Les dimensions d'un poutre

2.3.1.1 Pré dimensionnement des Poutres Principales :

Lmax = 5.5 m

Elles sont disposées dans le même sens de la portée la plus grande

Donc :

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.667 \leq h \leq 55$$

On adopte h=45 cm

On a donc :

$$0.3 * 45 \leq h \leq 0.7 * 45 \Rightarrow 13.5 \leq h \leq 31.5$$

On adopte b=30 cm

D'après le RPA99/2003 :

$$b = 30 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots CV$$

$$h = 45 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots CV$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots CV$$

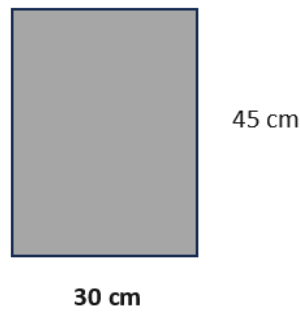


Fig. 2.7 : dimensionnement des Poutres Principales

2.3.1.2 Pré dimensionnement des Poutres Secondaires :

$$L_{\max} = 3.9 \text{ m}$$

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres principales (Parallèle aux poutrelles) constituant ainsi un appui à celles-ci .

Donc :

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

On adopte $h=35 \text{ cm}$

On a donc :

$$0.3 * 35 \leq h \leq 0.7 * 35 \Rightarrow 10.5 \leq h \leq 24.5$$

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

D'après le RPA99/2003 :

$$b = 30 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

$$h = 35 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 \leq 4 \Rightarrow CV$$

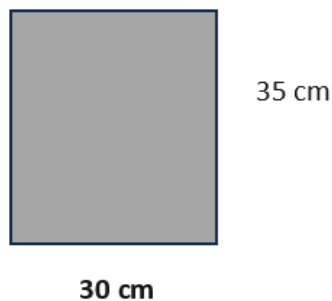


Fig. 2.8 : dimensionnement des Poutres secondaires

2.3.2 Pré-dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé.

Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.
- D'après le RPA99/version2003 (Art 7.4.1)

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \tag{2.15}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \tag{2.16}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \tag{2.17}$$

-D'après le CBA93 (Art B.8.4.1)

$$Nu \leq \alpha \times \left(\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{A \times Fe}{\gamma s} \right) \tag{2.18}$$

Avec :

Br : Section réduite d'un poteau.

A : Section d'acier comprimée.

fc28 : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (fc28 = 25MPa).

γb : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma b = 1 : 5$) situation durable.

γs : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma s = 1 : 15$) situation durable.

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

D'après (17) du vérification de le RPA99/2003, on a :

Poteau P(40x35) :

$$\min(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \tag{CV}$$

$$\min(b, h) = 35 \text{ cm} \geq \frac{H_e}{20} \left(\frac{306}{20} = 15.3 \leq \frac{340}{20} = 17 \leq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \right) \tag{CV}$$

$$\frac{1}{4} = 0.25 \leq \frac{b}{h} = 0.875 \leq 4 \tag{CV}$$

Après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations (18) du BAEL91 citées ci-dessus.

2.3.3 Pré-dimensionnement des Voiles(RPA99/V2003 A 7.7.1) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales. Selon le RPA 99 /V 2003 (Art 7.7.1), les éléments considérés comme voiles satisfont la condition suivante :

$$L \geq 4e \tag{2.19}$$

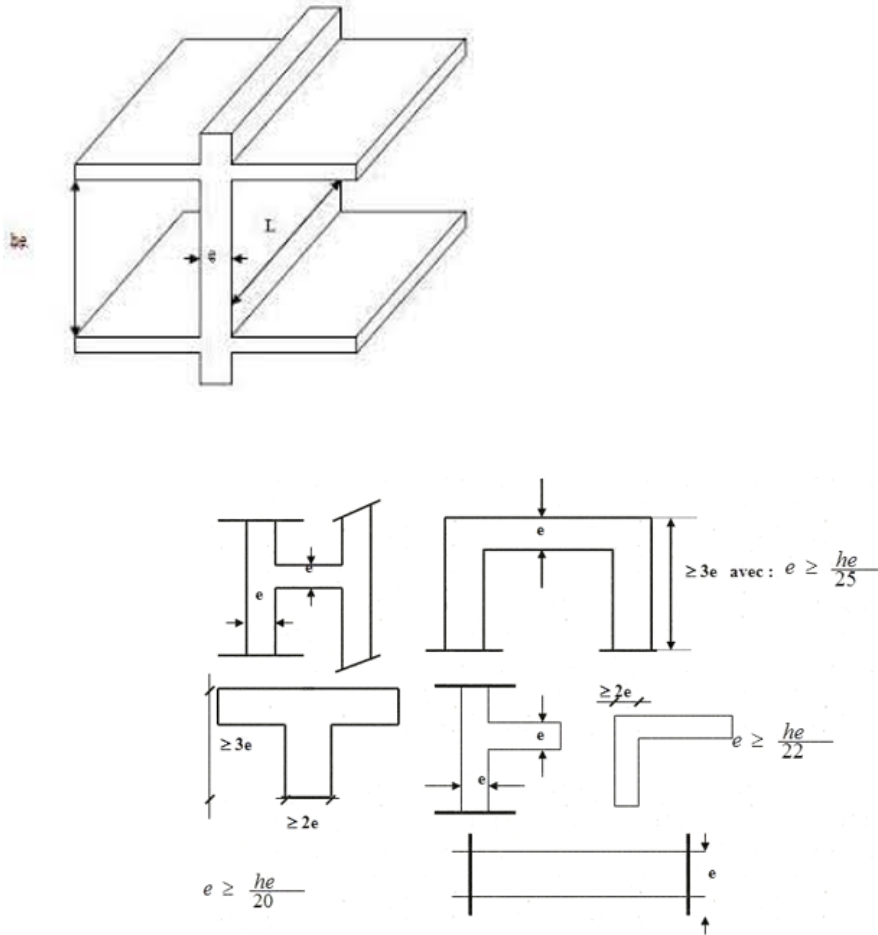


Fig. 2.9 : Vue en plan et vue en 3D du voile

Avec e comme l'épaisseur des voiles et L comme la portée minimale des voiles, l'épaisseur de voile est déterminée par :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right) \quad (2.20)$$

Avec h_e comme la hauteur d'étage moins l'épaisseur du plancher :

$$h_e = \text{hauteur de l'étage} - \text{épaisseur du plancher} \quad (2.21)$$

S.S :

$$h_e = 340 - 45 = 295 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left(\frac{295}{20}, \frac{295}{22}, \frac{295}{25} \right)$$

$$e \geq \max(14.75, 13.41, 11.8)$$

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

RDC :

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left(\frac{363}{20}, \frac{363}{22}, \frac{363}{25} \right)$$

$$e \geq \max(18.15, 16.5, 14.52)$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Étages courantes :

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max\left(\frac{261}{20}, \frac{261}{22}, \frac{261}{25}\right)$$

$$e \geq \max(13.05, 11.86, 10.44)$$

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

On prend $e = 20 \text{ cm}$ pour l'épaisseur des voiles.

2.3.3.1 Largeur des voiles :

un élément est considéré comme un voile si la condition suivante est vérifiée :

$$L \geq 4a \quad (2.22)$$

dans le cas contraire l'élément est considéré comme un élément linéaire. Avec :

l : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

$$L \geq 4 * 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

2.3.3.2 plancher terrasse inaccessible :

Tab. 2.3 : plancher terrasse inaccessible

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ³)	G
Protection lourdé	0.04	17	0.68
Étanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.07	22	1.54
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduite plâtre	0.02	14	0.28
G TOTAL (kN/m²)	-	-	5.63
Q (kN/m²)	-	-	1

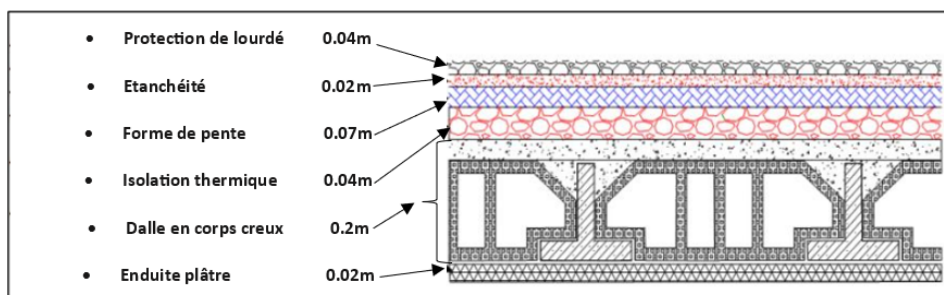


Fig. 2.10 : Schéma représentant les couches d'un plancher de terrasse inaccessible

2.3.3.3 plancher dalle pleine :

Tab. 2.4 : plancher dalle pleine

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
Cloisons de distribution	0.1	10	1
G (kN/m²)	-	-	6.21
Q (kN/m²)	-	-	5

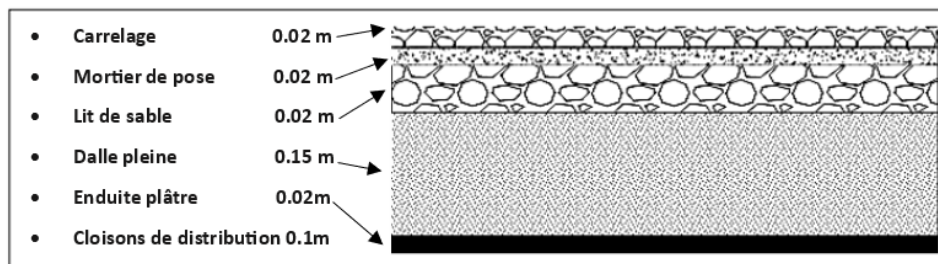


Fig. 2.11 : Schéma représentant les couches de dalle pleine

2.3.3.4 Mur Extérieur :

Tab. 2.5 : Mur Extérieur

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Enduit extérieure	0.02	20	0.4
Brique creux 15cm	0.15	9	1.35
Brique creux 10cm	0.1	9	0.9
Enduit intérieure	0.02	10	0.2
G (kN/m²)	-	-	2.85
G (kN/m²)*0.7	-	-	1.995

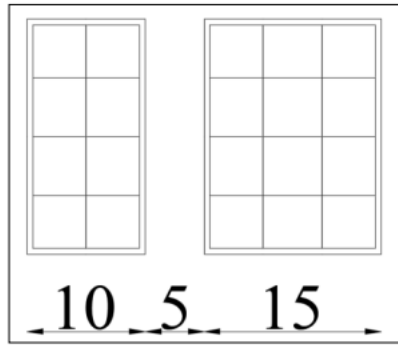


Fig. 2.12 : Mure extérieure

2.3.3.5 Mur intérieur :

Tab. 2.6 : Mur intérieur

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
Brique creux 10cm	0.1	9	0.9
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
G (kN/m²)	-	-	1.3
G (kN/m²)*0.7	-	-	0.91

2.3.3.6 Plancher Courant :

Tab. 2.7 : Plancher Courant

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.02	17	0.34
Plancher en corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
Cloison intérieure	0.1	7.5	0.75
G (kN/m²)	-	-	5.26
Q (kN/m²)	-	-	1.5

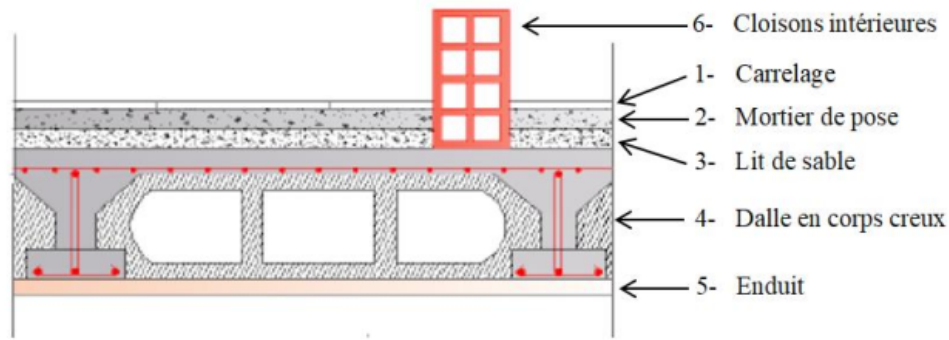


Fig. 2.13 : Schéma représentant les couches d'un plancher courant

2.3.3.7 Plancher Sous-Sol :

Tab. 2.8 : Plancher Sous-Sol

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
Cloisons de distribution	0.1	10	1
G (kN/m²)	-	-	6.21
Q (kN/m²)	-	-	5

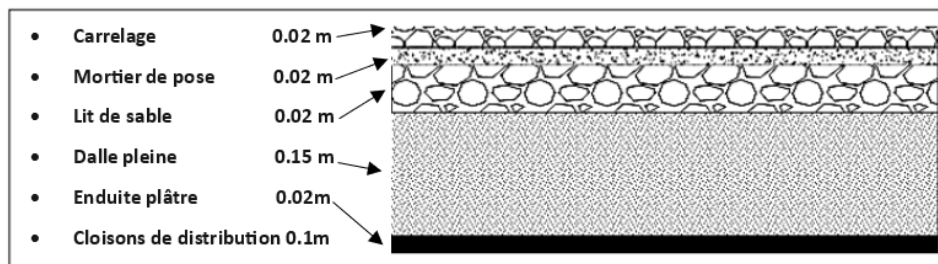


Fig. 2.14 : Schéma représentant les couches de plancher sous-sol

2.3.3.8 Balcon :

Tab. 2.9 : Balcon

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	14	0.28
G (kN/m²)	-	-	5.41
Q (kN/m²)	-	-	3.5

2.3.3.9 Escalier :

Paillasse :

Tab. 2.10 : Paillasse

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Contre marche	0.17	22	3.75
pois propre de paillasse (e*masse volumique/cos α)	0.14	25	4.15
Enduit du ciment	0.02	20	0.4
Gardes corps	-	-	0.6
G (kN/m²)	-	-	8.22
Q (kN/m²)	-	-	2.5

Pallier :

Tab. 2.11 : Pallier

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de palliere	0.14	25	3.5
Enduit du ciment	0.02	20	0.4
G (kN/m²)	-	-	5.1
Q (kN/m²)	-	-	2.5

2.3.3.10 Acrotère :

Tab. 2.12 : l'acrotère

	a	b	Surfaces (m ²)
S 1	0.6	0.1	0.06
S 2	0.06	0.1	0.006
S 3	0.04	0.1	0.002
			S total = 0.068
		ρ (kN/m ³)	25
		G (kN/ml)	1.7
		Q (kN/ml)	1

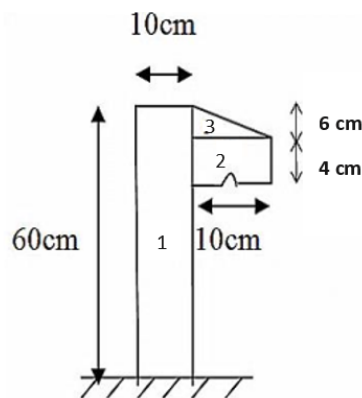


Fig. 2.15 : les surfaces de l'acrotère

2.3.4 Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, 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).

Pour calculer les charges d'exploitation, on utilise Loi de digression, et pour les charges permanente il faut calculer la surface afférente pour les poteaux les plus sollicités.

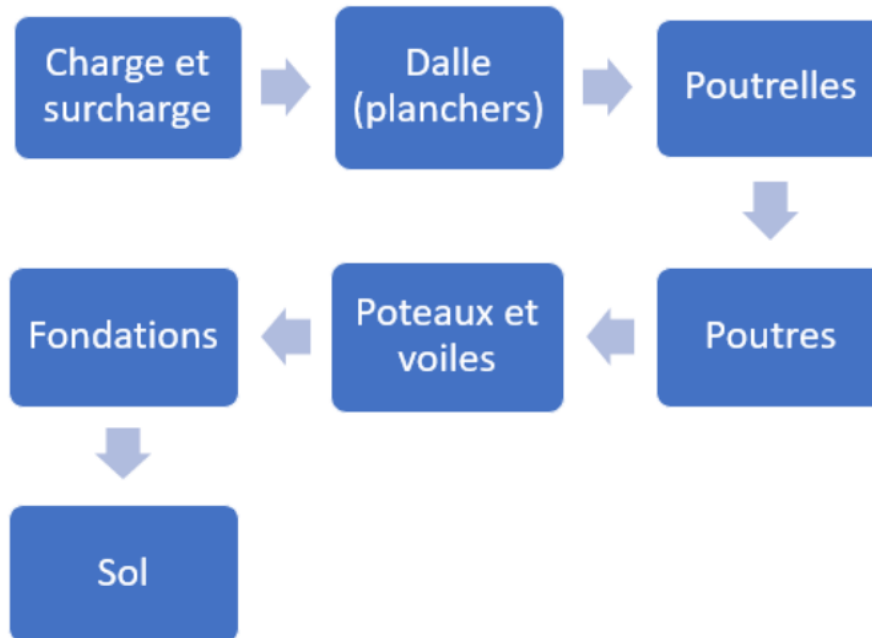


Fig. 2.16 : Descente des charges

2.3.4.1 Charges d'exploitation (DTR .B.C2.2.art.6.3) :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_0, Q_1 \dots Q_n$ sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1,2... numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Sous la terrasse Q_0 .

Sur le dernier étage $\Rightarrow Q_0+Q_1$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $\Rightarrow Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $\Rightarrow Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $\Rightarrow Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Pour $n \geq 5 \Rightarrow .Q_0+(3+n)/2 \times n(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

Dans notre cas :

- Un bâtiment en béton armé (R+5)

- Plancher RDC plus 5 étage d'habitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Les charges d'exploitation sont présentées sur le tableau :

2.3.4.2 Charge permanente :

Nous avons un seul type de poteau P(40x35)

Niveau	Q	\sum Surcharge	\sum Q
5	1	$\sum_0 = Q_0$	1
4	1.5	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
3	1.5	$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
2	1.5	$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
1	1.5	$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
RDC	1.5	$\sum_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
Sous-sol	5	$\sum_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	10.375

Tab. 2.13 : : Les charges d'exploitation

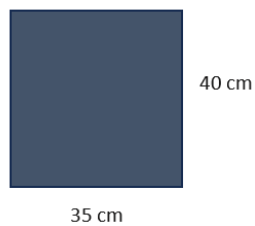


Fig. 2.17 : Les dimensions du poteau

Poteau centrale P(40x35) :

Tab. 2.14 : Les surface du planché de poteau centrale

Si	dimensions	Surface (m ²)
S1	1,8*2,6	4.680
S2	1,8*1,8	3.240
S3	1,75*1,8	3.150
S4	1,75*2,6	4.550
Total Surface	-	15.62

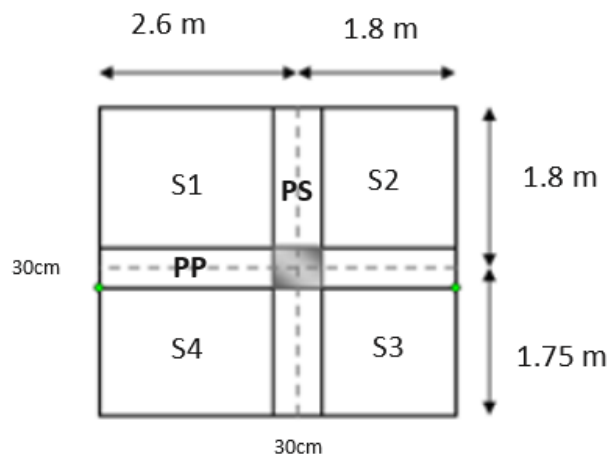


Fig. 2.18 : Vue en plan du poteau centrale

Tab. 2.15 : charges permanents

G terrasse (kN/m ²)	G courant (kN/m ²)	G sous-sol (kN/m ²)
5.63	5.26	6.21

Tab. 2.16 : Dimensions et Volumes

Niveau	h	b	h_{poutre}	L	$L - h_{\text{poutre}}$	Volume (m ³)
Étages courant	0.4	0.35	0	3.06	3.06	0.428
RDC	0.4	0.35	0	4.08	4.08	0.571
Sous-sol	0.4	0.35	0	3.4	3.4	0.476

Tab. 2.17 : G TOTAL terrasse

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L_m	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.55	9.319
G planché terrasse	1	87.941	-	-	87.941
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G TOTAL terrasse	-	-	-	-	122.819

Tab. 2.18 : G TOTAL courant

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.55	9.319
G planché courant	1	82.161	-	-	82.161
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G TOTAL courant	-	-	-	-	117.040

Tab. 2.19 : G TOTAL RDC

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.55	9.319
G planché RDC	1	82.161	-	-	82.161
G poteau	25	0.571	-	-	14.280
G TOTAL RDC	-	-	-	-	120.610

Tab. 2.20 : G TOTAL Sous-sol

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.55	9.319
G planché RDC	1	97.000	-	-	97.000
G poteau	25	0.476	-	-	11.900
G TOTAL Sous-sol	-	-	-	-	133.069

Tab. 2.21 : Charge d'exploitation

Q terrasse (kN)	Q étage courant (kN)	Q sous-sol (kN)
1	1.5	5

$Q = Q \text{ totale} * \text{surface du planché étudié}$

$Q = 10.375 * 15.62 = 162.058 \text{ kN}$

G totale de bâtiment = G Sous-sol + G RDC + G étages courant * 4 + G terrasse

G totale de bâtiment = 844,658 kN

$$Nu = 1,35G + 1,5Q \quad (2.23)$$

$$Nu = 1383,375$$

D'après CBA N_u est majeure par 10 % :

$$N_u = (1383,375 * 10 / 100) + 1383,375 = 1521,712 \text{ KN}$$

$$N_u = 1521,712 \text{ KN}$$

Effort normal ultime \bar{N}_u (kN)

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_{\min} \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.24)$$

Condition de résistance (CBA93 B 8.4.1)

$$N_u \leq \bar{N}_u \quad (2.25)$$

$$B_r = (b - 0.02) * (h - 0.02) (m^2) \quad (2.26)$$

$$B_r = (0.35 - 0.02) * (0.40 - 0.02) = 0,1254 m^2$$

$$A_{\min} = 0.8 * b * h (m^2) \quad (2.27)$$

$$A_{\min} = 0.35 * 0.4 * 0.008 = 11.2 * 10^{-4} m^2$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (2.28)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (2.29)$$

$$L_f = 0.7 * h_{\text{étage}} (m) \quad (2.30)$$

$$L_f = 0.7 * 4.08 = 2,856 m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (2.31)$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} (m^4) \quad (2.32)$$

$$I = ((0.35) * (0.4)^3) / 12 = 0,0019 m^4$$

$$B = b * h (m^2) \quad (2.33)$$

$$B = 0.35 * 0.4 = 0,14 (m^2)$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0019}{0.14}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.115} = 24,734$$

$$\alpha = 0,773$$

fc28 = 25 (MPa)

Acier (fe) = 400

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_b = 1,5$

Donc :

$$N_u = 1521.712 kN \leq \bar{N}_u = 4339,007 \Rightarrow \text{CV}$$

Poteau de rive P(40x35) :

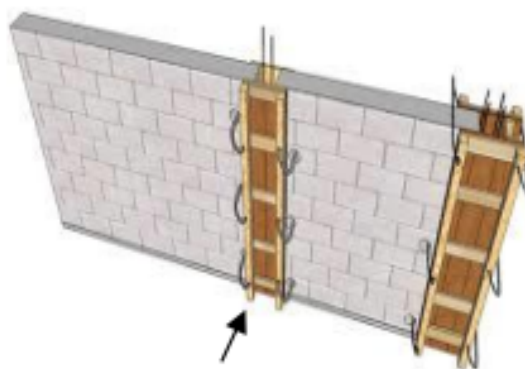


Fig. 2.19 : Poteau de rive

Tab. 2.22 : Les surface du planché de poteau de rive

Si	dimensions	Surface (m ²)	Total Surface
S1	1.5*2.6	3.900	6.600
S2	1.5*1.8	2.700	
S3	1.8*1.8	3.240	7.920
S4	1.8*2.6	4.680	

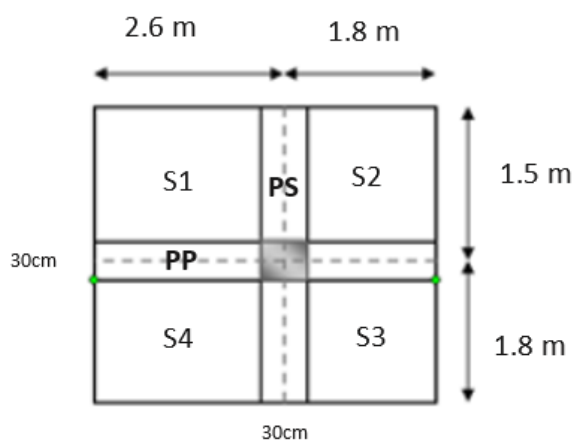


Fig. 2.20 : Vue en plan du poteau de rive

Tab. 2.23 : Charges permanents

G terrasse (kN/m ²)	G courant (kN/m ²)	G sous-sol (kN/m ²)	G balcon(kN/m ²)	G mur extérieur (kN/m ²)
5.63	5.26	6.21	5.41	1.995

Tab. 2.24 : Dimensions et Volumes

Niveau	h	b	h_{poutre}	L	$L - h_{\text{poutre}}$	Volume (m ³)
Étages courant	0.4	0.35	0	3.06	3.06	0.428
RDC	0.4	0.35	0	4.08	4.08	0.571
Sous-sol	0.4	0.35	0	3.4	3.4	0.476

Tab. 2.25 : G TOTAL terrasse

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L_m	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché terrasse	1	80.296	-	-	80.296
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G mur extérieure	1.995	18.054	-	-	36.018
G TOTAL terrasse	-	-	-	-	150.536

Tab. 2.26 : G TOTAL courant

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché courant	1	77.365	-	-	77.365
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G mur extérieure	1.995	18.054	-	-	36.018
G TOTAL courant	-	-	-	-	147.605

Tab. 2.27 : G TOTAL RDC

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché RDC	1	77.365	-	-	77.365
G poteau	25	0.571	-	-	14.280
G mur extérieure	1.995	25.296	-	-	50.466
G TOTAL RDC	-	-	-	-	165,623

Tab. 2.28 : G TOTAL Sous-sol

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	4.4	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché RDC	1	49.183	-	-	49.183
G poteau	25	0.476	-	-	11.900
G mur extérieure	1.995	21.08	-	-	42.055
G TOTAL Sous-sol	-	-	-	-	126.650

Tab. 2.29 : Charge d'exploitation

Q terrasse (kN)	Q étage courant (kN)	Q sous-sol (kN)
1	1.5	5

$Q = Q \text{ totale} * \text{surface du planché étudiant}$

$$Q = 10.375 * (6.6 + 7.92) = 150,645$$

G totale de bâtiment = G Sous-sol + G RDC + G étages courant*4 + G terrasse

$$G \text{ totale de bâtiment} = 1033,231 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1620.829$$

D'après CBA N_u est majoré par 10 % :

$$N_u = (1620.829 * 10/100) + 1620.829 = 1782.912 \text{ KN}$$

$$N_u = 1782.912 \text{ KN}$$

$$B_r = (0.35 - 0.02) * (0.40 - 0.02) = 0,1254 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.35 * 0.4 * 0.008 = 11.2 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$L_f = 0.7 * 4.08 = 2,856 \text{ m}$$

$$I = ((0.35) * (0.4)^3) / 12 = 0,0019 \text{ m}^4$$

$$B = 0.35 * 0.4 = 0,14 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0019}{0.14}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.115} = 24,734$$

$$\alpha = 0,773$$

$f_{c28} = 25$ (MPa)

Acier (fe) = 400

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_b = 1,5$

Donc :

$$N_u = 1782.12 \text{ kN} \leq \bar{N}_u = 4339,007 \Rightarrow \text{CV}$$

Poteau d'angle P(40x35) :

Tab. 2.30 : Les surface du planché de poteau de rive

Si	dimensions	Surface (m ²)	Total Surface
S1	1.5*1.8	3.900	2.700
S2	0	0	
S3	0	0	3.240
S4	1.8*1.8	3.240	

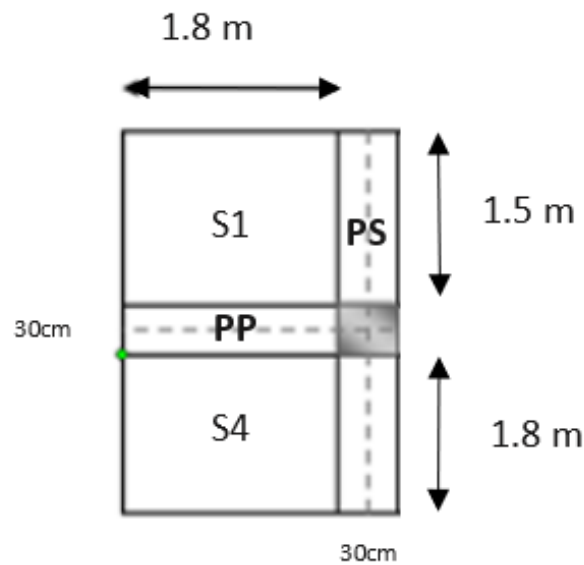


Fig. 2.21 : Vue en plan du poteau d'angle

Tab. 2.31 : Charges permanents

G terrasse (kN/m ²)	G courant (kN/m ²)	G sous-sol (kN/m ²)	G balcon(kN/m ²)	G mur extérieur (kN/m ²)
5.63	5.26	6.21	5.41	1.995

Tab. 2.32 : Dimensions et Volumes

Niveau	h	b	h_{poutre}	L	$L - h_{\text{poutre}}$	Volume (m ³)
Étages courant	0.4	0.35	0	3.06	3.06	0.428
RDC	0.4	0.35	0	4.08	4.08	0.571
Sous-sol	0.4	0.35	0	3.4	3.4	0.476

Tab. 2.33 : G TOTAL terrasse

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L_m	G
G PP	25	0.3	0.45	1.8	6.075
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché terrasse	1	32.848	-	-	32.848
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G mur extérieure	1.995	5.508	-	-	10.988
G TOTAL terrasse	-	-	-	-	69.284

Tab. 2.34 : G TOTAL courant

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	1.8	6.075
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché courant	1	31.649	-	-	31.649
G poteau	25	0.428	-	-	10.710
G mur extérieure	1.995	5.508	-	-	10.988
G TOTAL courant	-	-	-	-	68.085

Tab. 2.35 : G TOTAL RDC

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	1.8	14.850
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché RDC	1	31.649	-	-	31.649
G poteau	25	0.571	-	-	14.280
G mur extérieure	1.995	14.688	-	-	29.303
G TOTAL RDC	-	-	-	-	89.969

Tab. 2.36 : G TOTAL Sous-sol

	ρ (γ béton) (kN/m ³)	b	h	L	G
G PP	25	0.3	0.45	1.8	6.075
G PS	25	0.3	0.35	3.3	8.663
G planché RDC	1	34.727	-	-	34.727
G poteau	25	0.476	-	-	11.900
G mur extérieure	1.995	12.24	-	-	24.419
G TOTAL Sous-sol	-	-	-	-	85.784

Tab. 2.37 : Charge d'exploitation

Q terrasse (kN)	Q étage courant (kN)	Q sous-sol (kN)
1	1.5	5

$Q = Q \text{ totale} * \text{surface du planché étudié}$

$$Q = 10.375 * (2.7 + 3.24) = 61,6275$$

G totale de bâtiment = G Sous-sol+ G RDC + G étages courant*4 + G terrasse

$$G \text{ totale de bâtiment} = 517,379 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 790.903$$

D'après CBA N_u est majoré par 10 % :

$$N_u = (790.903 * 10 / 100) + 790.903 = 869,993 \text{ KN}$$

$$N_u = 869,993 \text{ KN}$$

$$B_r = (0.35 - 0.02) * (0.40 - 0.02) = 0,1254 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.35 * 0.4 * 0.008 = 11.2 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$L_f = 0.7 * 4.08 = 2,856 \text{ m}$$

$$I = ((0.35) * (0.4)^3) / 12 = 0,0019 \text{ m}^4$$

$$B = 0.35 * 0.4 = 0,14 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0019}{0.14}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.115} = 24,734$$

$$\alpha = 0,773$$

$f_{c28} = 25$ (MPa)

Acier (fe) = 400

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_b = 1,5$

Donc :

$$N_u = 869,993 \text{ kN} \leq \bar{N}_u = 4339,007 \Rightarrow \text{CV}$$

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

3.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des utilisateurs.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique, comme ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements (CBA93, RPA99/2003).

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivant :

- ✓ Acrotère.
- ✓ Escalier.
- ✓ Plancher corps creux.
- ✓ Dalles pleines.

3.2 Étude de l'acrotère :

3.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale (F_p) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

3.2.2 Hypothèses de calcul :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.
- ✓ Le calcul se fera sur une bande de 1m de longueur.

3.2.3 Évaluation des charges :

Nous sommes déjà évalués les charges dans le chapitre précédent, et nous avons trouvé :

- ✓ La surface de l'acrotère : $S = 0.068\text{m}^2$.
- ✓ La charge normale due au poids propre : $G = 1.7\text{kN/ml}$.
- ✓ La charge horizontale due à la main courante : $Q = 1\text{kN/ml}$

3.2.4 Calcul de ferrailage :

Tab. 3.1 : Les surfaces et les charges G Q

Si	a	b	Surfaces (m ²)
S1	0.6	0.1	0.06
S2	0.06	0.1	0.006
S3	0.04	0.1	0.002
Stotale			0.068
G (kN/ml)	1.7		
Q (kN/ml)	1		

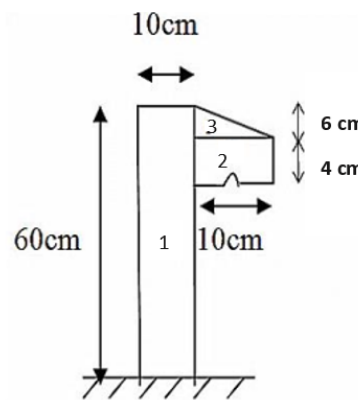


Fig. 3.1 : Les surfaces de l'acrotère

3.2.4.1 L'effort normal :

A l'E.L.U :

$$N_u = 1.35 * 1.7 = 2.295 \text{ kN/ml}$$

A l'E.L.S :

$$N_s = N_g = 1,7 \text{ kN/ml}$$

3.2.4.2 Les moments :

A l'E.L.U :

$$M_q = 0.6 * Q(\text{kN.m}) \Rightarrow M_q = 0.6 * 1 = 0.6(\text{kN.m})$$

$$M_u = 1.5M.q(\text{kN.m}) \Rightarrow M_u = 0.6 * 1.5 = 0,9(\text{kN.m})$$

A l'E.L.S :

$$M_s = M_q(\text{kN, m}) \Rightarrow M_s = 0.6(\text{kN, m})$$

3.2.4.3 l'effort tranchant :

$$T_u = 1.5 * Q \Rightarrow T_u = 1.5 * 1 = 1.5(kN/ml)$$

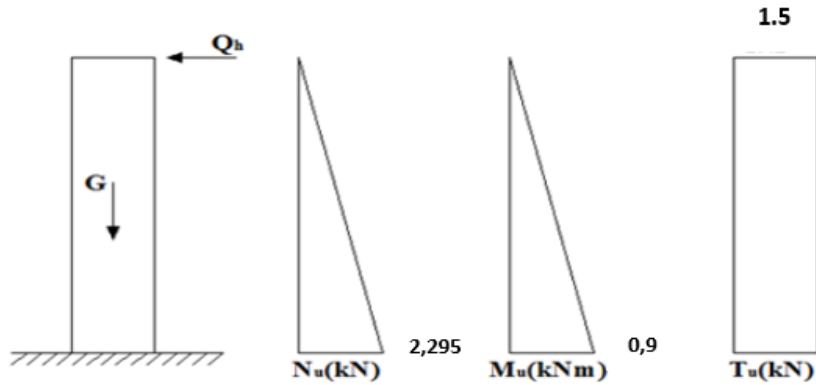


Fig. 3.2 : Efforts internes et le moment

3.2.4.4 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = Mu/Nu(m) \tag{3.1}$$

$$e_1 = 0.9/2.295$$

$$e_1 = 0.392(m)$$

$$e_a = \max(0.02m; L/250)(m) \tag{3.2}$$

L=0.6 m

$$e_a = \max(0.02m; 0.6/250)$$

$$e_a = \max(0.02m; 0.0024m)$$

$$e_a = 0.02(m)$$

Tab. 3.2 : Paramétrer

Paramétrer	Valeur
ρ (kN/m ³)	25
$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5M_{ser}}\right)$	0
ϕ	2
$L_f = 2 \times L$ (m) ($L = 0.6$ m)	1.2
b (m)	1
h (m)	0.1
$d = 0.9 \times h$ (m)	0.09
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$	14.167
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83
f_e	400
f_{t28}	2.1
η	1.6
Fissuration est préjudiciable	
f_{c28}	25
γ_b (MPa)	1.5
γ_s	1.15
θ	1

$$e_2 = (3 * Lf^2 / 10000h) * (2 + \alpha\phi)(m) \quad (3.3)$$

$$e_2 = (3 * 1.2^2 / (10000 * 0.1)) * (2 + 0 * 2)$$

$$e_2 = 0.00864(m)$$

$$e_{tot} = e1 + e2 + ea(m) \quad (3.4)$$

$$e_{tot} = 0.392 + 0.00864 + 0.02$$

$$e_{tot} = 0.421(m)$$

3.2.4.5 les sollicitations :

$$M_u = e_{tot} * Nu(kN) \quad (3.5)$$

$$M_u = 0,421 * 2.295$$

$$M_u = 0,966(kN)$$

3.2.4.6 Calcul ψ_1 :

$$\psi_1 = Nu(MN) / b * h * f, bc \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned}\psi_1 &= (2.295 * 10^{-3}) / (1 * 0.1 * 14.167) \\ \psi_1 &= 0,00162 \\ \psi_1 &< 0,81 \implies CV \\ \psi_1 &< 2/3 \implies CV\end{aligned}$$

$$\xi = (1 + \sqrt{9 + 12 * \psi_1}) / 4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1}) \quad (3.7)$$

$$\xi = 0,167$$

$$e_{NC} = \xi * h(m) \quad (3.8)$$

$$e_{NC} = 0,017 \quad e_{Nc} < e_{tot} \implies CV$$

✓ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

La section est partiellement comprimée, on considère que la section est soumise à un moment de flexion en flexion simple.

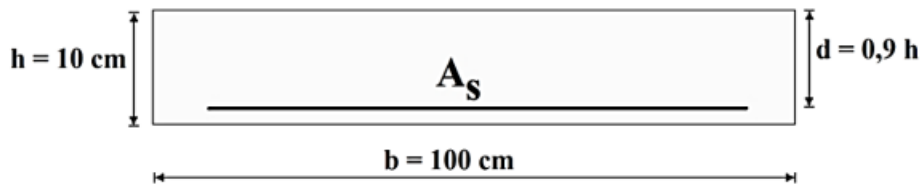


Fig. 3.3 : Section de l'acrotère à ferrailer

3.2.4.7 Calcul de moment fictif :

$$Mu_{fictif} = Mu + Nu(d + h/2)(kN, m) \quad (3.9)$$

$$Mu_{fictif} = 1,058(kN, m)$$

3.2.4.8 Calcul la section d'armature fictif :

$$\mu = Mu_{fictif} / (b * d^2 * f, bc) \quad (3.10)$$

$$\mu = 0,0092$$

$$\mu \leq \mu_l \implies cv \implies pivot A$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (3.11)$$

$$\alpha = 0,0116$$

$$\alpha \leq 0,259 \implies pivot A \implies As' = 0 \implies d' = 0$$

$$Bu = 0,8 * \alpha \quad (3.12)$$

$$Bu = 0,0093$$

$$As_{fictif} = Bu * b * d * f, bc / \sigma_s(m^2) \quad (3.13)$$

$$As_{fictif} = 3,39 * 10^{-5}(m^2)$$

$$As_{fictif} = 3,39 * 10^{-1}(cm^2)$$

3.2.4.9 Calcul la section des armatures fectif :

$$A_{s_{rel}} = A_{s_{fectif}} - Nu/\sigma_s(cm^2) \quad (3.14)$$

$$A_{s_{rel}} = 0,34(cm^2)$$

3.2.4.10 Condition de non fragilité :

$$A_{s.min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) cm^2 \quad (3.15)$$

$$A_{s.min} = bh/1000 \Rightarrow A_{s.min} = 1 \quad A_{s.min} = 0,23 * b * d * ft28/fe(cm^2) \Rightarrow A_{s.min} = 1,087cm^2$$

$$A_{s.adopt} : A_{s.min} = 1,087$$

donc on adopte : 5HA8 = 2,51cm²

3.2.4.11 vérification des espacements :

pour les armatures longitudinale :

$$St = \min(3h; 33cm) \Rightarrow St = 25cm$$

pour les armatures de répartitions :

$$Ar = (A_{s.min})/4 \quad (3.16)$$

$$Ar = 2.51/4 \Rightarrow Ar = 0.628cm^2$$

$$St = \min(4h; 40cm) \Rightarrow St = 40cm$$

donc on adopte : 4HA8 = 2,01cm²

$$St = 100cm/4 \quad (3.17)$$

$$St=25cm$$

Section	Calculée	Adoptée
Les armatures longitudinales	$A_{s.min} = 1.087 cm^2$	5HA8 = 2.51 cm ²
Les armatures de répartition	$Ar = 0.628 cm^2$	4HA8 = 2.01 cm ²

3.2.4.12 Vérification a l'ELS :

$$\bar{\sigma} = \min((2/3)fe; 110\sqrt{\eta * ft28}) \quad (3.18)$$

$$\bar{\sigma} = 201,63$$

3.2.4.13 le contrainte du béton comprimée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * fc28(MPA) \quad (3.19)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPA$$

3.2.4.14 Calcul du centre de pression :

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser}(m) \quad (3.20)$$

$$e_1 = 0,353m$$

si $e_1 < h/2$ il y a forte chance que la section entièrement comprimée,
 si $e_1 \geq h/2$ donc la section partiellement comprimée,

$$h/2 = 0.1/2=0,05$$

donc : $e_1 \geq h/2$ il y a forte chance que la section partiellement comprimée.

D'après cette relation on résoudre le z :

$$(Z^3) + (p * Z) + q = 0 \quad (3.21)$$

$$c = (h/2) - e_1 \quad (3.22)$$

$$c=-0,303$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s(c - d')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} \quad (3.23)$$

$$p=-0,268$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s(c - d')^2}{b} - \frac{90A_s(d - c)^2}{b} \quad (3.24)$$

$$q=0,053$$

Donc la relation est :

$$(Z^3) - 0,268 * Z + 0,053 = 0 \quad (3.25)$$

Pour résoudre cette relation on calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \quad (3.26)$$

$$\Delta = -6,95 * 10^{-05}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad (3.27)$$

$$\varphi = 171,118^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \quad (3.28)$$

$$a=0,598$$

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad (3.29)$$

$$z_1 = 0,325$$

$$z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad (3.30)$$

$$z_2 = -0,597$$

$$z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) \quad (3.31)$$

$$z_3 = 0,272$$

on a :

$$y_{ser}i = zi + c \quad (3.32)$$

$$y_{ser}1 = 0,022$$

$$y_{ser}2 = -0,900$$

$$y_{ser}3 = -0,031$$

$$0 < y_{ser}(cm) < d = 0,09cm$$

$$0 < y_{ser}1 = 0,022cm < 0,09cm \Rightarrow CV$$

On adopte : $z_1 = 0,325$

3.2.4.15 Calcul le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] \quad (3.33)$$

$$I = \frac{100 \times 0.022^3}{3} + 15 \times [2.01 \times (9 - 0.022)^2]$$

$$I = 2430,194cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} (kN/m^3) \quad (3.34)$$

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{2430,194 \times 10^{-8}}$$

$$K = 24,689(kN/m^3)$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y(MPa) \quad (3.35)$$

$$\sigma_{bc} = 24.689 \times 0.022 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 0,005MPa$$

3.2.4.16 Contrainte maximale dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (3.36)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow CV$$

3.2.4.17 vérification de l'acier :

$$\sigma_s = 15K(d - y_{ser})(MPa) \quad (3.37)$$

$$\sigma_s = 15 * 24.689 * (0.09 - 0.022)$$

$$\sigma_s = 25,161MPa$$

3.2.4.18 contrainte maximale dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) (MPa) \quad (3.38)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} * 400; 110\sqrt{1.6 * 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.667, 201.633)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,633MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow CV$$

3.2.4.19 vérification de contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} (MPa) \quad (3.39)$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09}$$

$$\tau_u = 0,017 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right) \quad (3.40)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 * 25 / 1,5; 4 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,017 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow CV$$

3.2.4.20 vérification de l'acrotère vis-à-vis au séisme (RPA99/2003 A 6.2.3) :

D'après RPA99/V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 * C_p * A * W_p \quad (3.41)$$

Il faut que :

$$F_p < Q \quad (3.42)$$

• A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

• CP : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 .

⇒ A = 0.15 (Groupe d'usage 2, zone IIa). Cp = 0.8

• WP : Poids de l'élément considéré (l'acrotère).

⇒ L'effort normal dû à la charge permanente (G) : NG = G = Wp = 1.7 KN

⇒ L'effort normal dû à la charge d'exploitation (Q) est nul : NQ = 0

Donc :

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,7 = 0,816 KN < Q = 1 KN \Rightarrow CV.$$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis à l'action sismique.

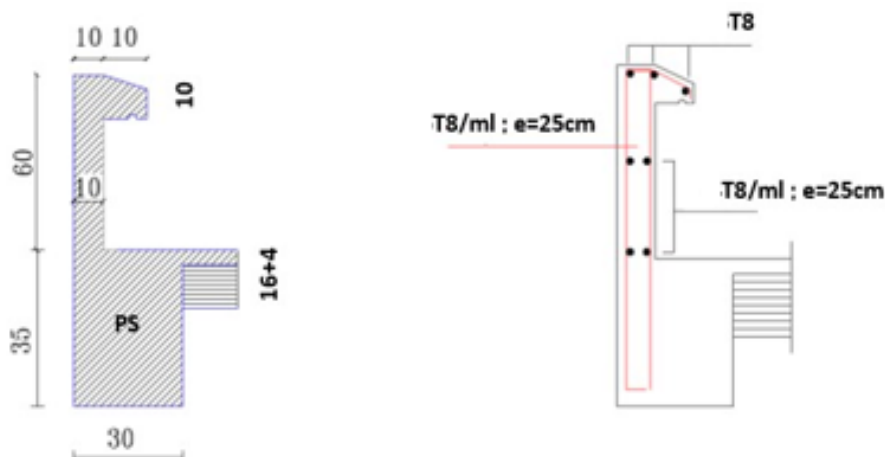


Fig. 3.4 : schéma ferrailage de l'acrotère.

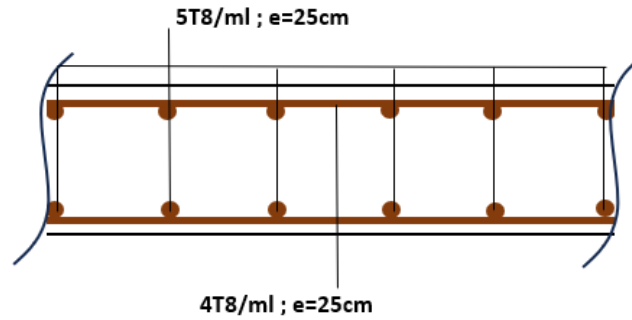


Fig. 3.5 : vue en plan d'un coup de ferrailage de l'acrotère.

3.3 Étude du plancher :

3.3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, il supportent leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs.

3.3.2 Les différents types de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers mais les plus couramment utilisés sont :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

3.3.3 Étude plancher corps creux :

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs), il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

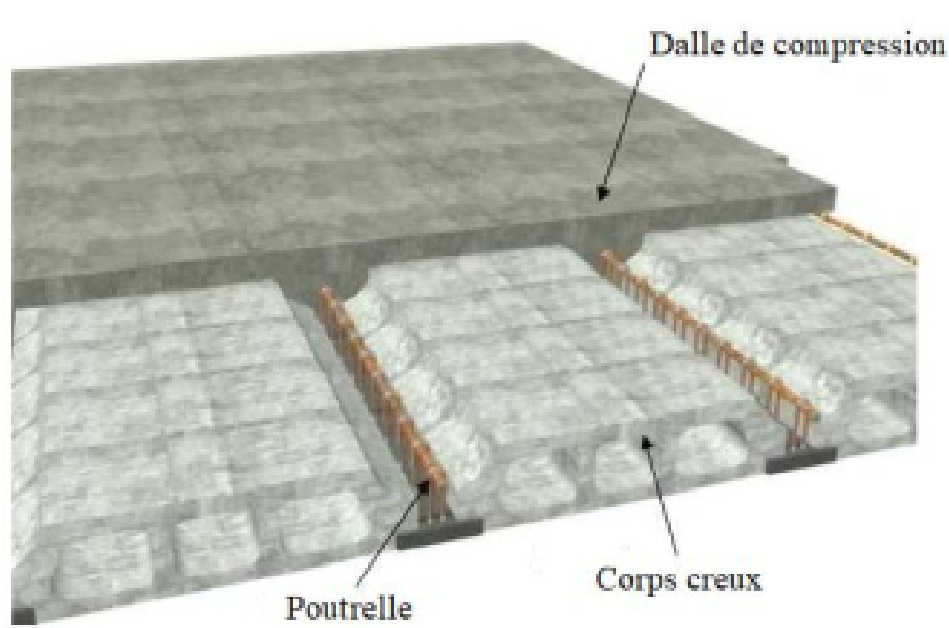


Fig. 3.6 : Dessin 3D d'un plancher en corps creux.

3.3.3.1 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Méthode de calcul :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe plusieurs méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple.

3.3.3.2 La méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91/99) :

Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire Si les quatre conditions sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu préjudiciable.

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_n/L_{n+1} \leq 1.25$.

3.3.3.3 Application de la méthode :

On a les mêmes dimensions pour l'étagé terrasse et courant.

$Q \leq \max(2 \cdot G, 5000 \text{ N/m})$:

$$Q = 1.5(1)\text{kN} \leq \max(2 \cdot 5.63; 5000\text{N/m}) = \max(11.26; 5) = 11.26\text{kN/m} \Rightarrow \text{CV}$$

Les moments d'inertie :

On a la même section donc, Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow \text{CV}$

Le rapport L_n/L_{n+1} :

$$0.85 \leq 3.9/3.8 \leq 1.25$$
$$0.85 \leq 1.03 \leq 1.25 \Rightarrow \text{CV}$$

la fissuration :

la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. $\Rightarrow \text{CV}$

- **Donc la méthode forfaitaire est applicable pour l'étagé terrasse et courant.**

Remarque :

La condition n°3 est une seule travée, alors on utilise la méthode isostatique.

3.3.4 Évaluation et combinaison des charges :

Étage terrasse :

- $G = 5.63 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

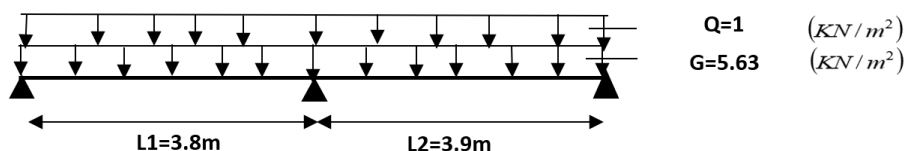


Fig. 3.7 : Poutrelle type 1 (Terrasse)

3.3.4.1 Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q(kN/m^2) \quad (3.43)$$

$$q_u = 1.35 * 5.63 + 1.5 * 1(kN/m^2)$$

$$q_u = 9.10(kN/m^2)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q(kN/m^2) \quad (3.44)$$

$$q_{ser} = 5.63 + 1(kN/m^2)$$

$$q_{ser} = 6.63(kN/m^2)$$

3.3.4.2 Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :

E.L.U :

$$q_u = q_u * 0.65(kN/ml) \quad (3.45)$$

$$q_u = 9.1 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_u = 5.92(kN/ml)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = q_{ser} * 0.65(kN/ml) \quad (3.46)$$

$$q_{ser} = 6.63 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_{ser} = 4.31(kN/ml)$$

$$\alpha = Q/(G + Q) \quad (3.47)$$

$$\alpha = 1/(5.63+1)=0.151$$

$$(1+0.3\alpha)=1.045$$

$$(1.2+0.3\alpha/2)=0.623$$

$$(1+0.3\alpha/2)=0.523$$

3.3.4.3 Moments fléchissant :

Tab. 3.3 : En travée à ELU

	travée	1	2
E.L.U :	L(m)	3.80	3.90
	M0 (kN.m)	10.68	11.25
	Mt 1 (kN.m)	6.77	7.31
	Mt 2 (kN.m)	6.65	7.00
	Mt F (kN.m)	6.77	7.31

Tab. 3.4 : En appuis à ELU

appuis	1	2	3
coef-forfai	0.20	0.60	0.20
Ma(-) (kN.m)	2.14	6.75	2.25

Diagramme des moments ELU - Poutrelle type 1 (Plancher terrasse)

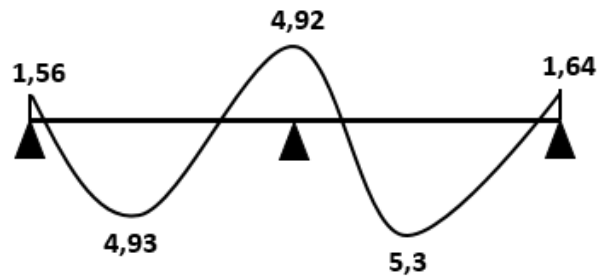


Fig. 3.8 : Diagramme des moments ELU (Plancher terrasse)

Tab. 3.5 : En travée à ELS

E.L.S :

travée	1	2
L(m)	3.80	3.90
M0 (kN.m)	7.78	8.19
Mt 1 (kN.m)	4.93	5.33
Mt 2 (kN.m)	4.84	5.10
Mt F (kN.m)	4.93	5.33

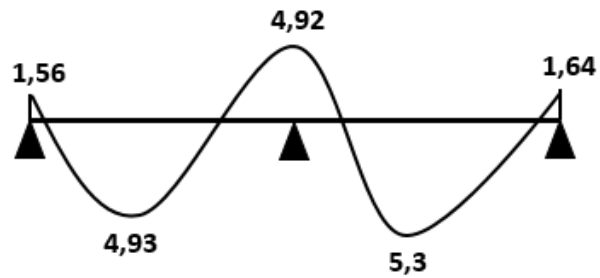


Fig. 3.9 : Diagramme des moments ELS (Plancher terrasse)

Tab. 3.6 : En appuis à ELS

appuis	1	2	3
coef-forfai	0.20	0.60	0.20
Ma(-) (kN.m)	2.14	6.75	2.25

Efforts tranchant :

Tab. 3.7 : Efforts tranchant

Travée	1	2
L (m)	3.80	3.90
Mt (kN.m)	6.77	7.31
Mw (kN.m)	2.14	6.75
Me (kN.m)	6.75	2.25
a (m)	1.70	2.14
b (m)	2.10	1.76
Vw (-) (kN)	10.46	13.15
Ve (+) (kN)	12.89	10.85

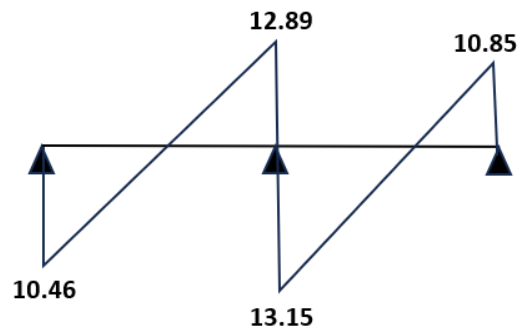


Fig. 3.10 : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 1 (plancher terrasse)

Tab. 3.8 : Les valeurs MAX

MAX	Valeurs
Mt max (ELU)	7.31
Ma max (ELU)	6.75
Tmax	13.15

Tab. 3.9 : Paramétrer

Paramétrer	Valeur
γ_b (MPa)	1.5
γ_s	1.15
θ	1
f_{c28} (MPa)	25
f_e (MPa)	400
f_{t28}	2.1 (MPa)
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (MPa)	14.167
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83

$$\mu = Mu/(b * d^2 * f, bc) \quad (3.48)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (3.49)$$

$$Bu = 0,8 * \alpha \quad (3.50)$$

$$As_{cal} = Bu * b * d * f, bc / \sigma_s (cm^2) \quad (3.51)$$

$$As_{min} = 0,23 * b * d * ft28 / fe (cm^2) \quad (3.52)$$

Tab. 3.10 : Les calculs pour le ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (kN.m)	μ	α	β
Appui	10	18	6.75	0.147	0.200	0.920
Travée	65	18	7.31	0.025	0.031	0.988

Tab. 3.11 : le ferrailage

As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (HA)	As adopté (cm ²)
1.17	0.22	1HA14	1.54
1.18	1.41	2HA12	2.26

3.3.4.4 Vérification :

L'influence de l'effort tranchant : (d'après le B.A.E.L.91 :)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} (MPa) \quad (3.53)$$

$$\tau_u = \frac{13.15 * 10^3}{10 * 18 * 100}$$

$$\tau_u = 0.73 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) \quad (3.54)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * 25 / 1.5; 5 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.73 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow CV$$

3.3.4.5 les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} (cm) \quad (3.55)$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right\}$$

$$\phi_t \leq 0.57 cm$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.4.6 Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40cm)(cm) \quad (3.56)$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40cm)(cm)$$

$$\text{On admis : } S_t = 15cm$$

3.3.4.7 Section des armatures d'âmes :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) BAEL 91 : $k = 1$ (flexion simple)

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s} \quad (3.57)$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s} * b_0 * S_t$$

$$A_t \geq \frac{0.73 - 0.3 * 2.1 * 1}{0.9 * 348} * 10 * 15$$

$$A_t \geq 0.314$$

Donc on adopte la section exigée par la condition de non fragilité(BAEL 91)

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \right\} (MPA)$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \left\{ \frac{0.73}{2}, 0.4 \right\} (MPA)$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \{ 0.37, 0.4 \} (MPA)$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4 (MPA)$$

$$A_t \geq 0.4 * 10 * 15 / 400 (cm^2)$$

$$A_t \geq 0.15 (cm^2)$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.4.8 vérification à L' ELS :

Comme la fissuration est préjudiciable pas de limitation de contraintes dans les aciers **Vérification des compressions dans le béton :**

Si la condition ci-dessous est vérifiée la Vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile :

$$\alpha \leq ((\gamma - 1/2) + f_c 28 / 100) = X \quad (3.58)$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} \quad (3.59)$$

Tab. 3.12 : Vérification des compressions dans le béton

Observation	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	γ	X	α	observation
Appui	6.75	4.92	1.37	0.44	0.200	Condition vérifiée
Travée	7.31	5.33	1.37	0.44	0.031	Condition vérifiée

3.3.4.9 Vérification de l'état limite de déformation :

$$h/l \geq M_t/10 * M_0 \quad (3.60)$$

$$h/l = 20/390 = 0.051$$

$$M_t/10 * M_0 = 7,31/(10 * 11,25) = 0.065$$

CNV

$$\nu_0 = A_s/(b_0 * d) \quad (3.61)$$

$$h/l \geq 1/16 \quad (3.62)$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

3.3.4.10 Calcul de la flèche :

D'après CBA93 :

$$\Delta_f < \Delta_{fadm} \quad (3.63)$$

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} \quad (3.64)$$

$$\Delta_{fadm} = \frac{390}{500}$$

$$\Delta_{fadm} = 0.78$$

$$y_G = (b * h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + ((h - h_0) * b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} \right)) + \eta * A_s * \frac{C}{b * h_0} + (h - h_0) * b_0 + \eta * A_s \quad (3.65)$$

$$y_G = (65 * 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + ((20 - 4) * 10 \left(\frac{20-4}{2} \right)) + 15 * 2.26 * \frac{2}{65*4} + (20 - 4) * 10 + 15 * 2.26$$

$$y_G = 13,555$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] \quad (3.66)$$

$$I = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \cdot \left[2.26 \cdot \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 \right]$$

$$I = 44811.733 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = A_s/(b_0 * d) \quad (3.67)$$

$$\rho = 2.26/(10 * 18)$$

$$\rho = 0,0126$$

Calcul les contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = M_{ser}/(A_s * d) \quad (3.68)$$

$$\sigma_{sg} = 8.19 * 10^3 / 2.26 * 18$$

$$\sigma_{sg} = 201,412$$

Calcul de μ_g :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad (3.69)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 201.412 + 2.1}$$

$$\mu_g = 0,699$$

Calcul le moment d'inertie fictif :

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{2 + \frac{3*b_0}{b} * \rho} \quad (3.70)$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*2.1}{2 + \frac{3*10}{65} * 0.0126}$$

$$\lambda_i = 3,397$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{2 + \frac{3*b_0}{b} * \rho} \quad (3.71)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02*2.1}{2 + \frac{3*10}{65} * 0.0126}$$

$$\lambda_v = 1,359$$

$$I_{g,fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_i} (cm^4) \quad (3.72)$$

$$I_{g,fi} = \frac{1.1*44811.733}{1+0.699*3.397}$$

$$I_{g,fi} = 14604.053 (cm^4)$$

$$I_{g,fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_v} (cm^4) \quad (3.73)$$

$$I_{g,fv} = \frac{1.1*44811.733}{1+0.699*1.359}$$

$$I_{g,fv} = 25276.912 (cm^4)$$

Calcul de flèche :

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) (MPa) \quad (3.74)$$

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{25} \right) (MPa)$$

$$E_i = 32164,195 MPa$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) (MPa) \quad (3.75)$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{25} \right) (MPa)$$

$$E_v = 10721,398 MPa$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fI,g}} (cm) \quad (3.76)$$

$$f_{gi} = \frac{8.19*1000*(3.9*100)^2}{10*32164.195*14604.053}$$

$$f_{gi} = 0,265 cm$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv,g}} (cm) \quad (3.77)$$

$$f_{gv} = \frac{8.19*1000*(3.9*100)^2}{10*10721.398*25276.912}$$

$$f_{gv} = 0,460 cm$$

La flèche totale :

$$f_t = (f_{gv} + f_{gi}) (cm) \quad (3.78)$$

$$f_t = (0.265 + 0.460)$$

$$f_t = 0.725 \text{ cm}$$

Donc :

$$f_t = 0.725 \text{ cm} < \Delta_{\text{fadm}} = 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

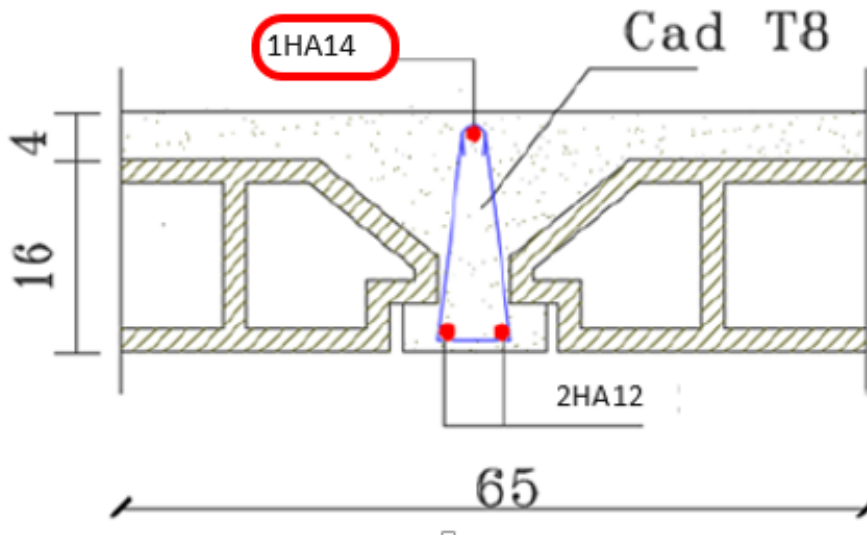


Fig. 3.11 : ferrailage des poutrelles en appui

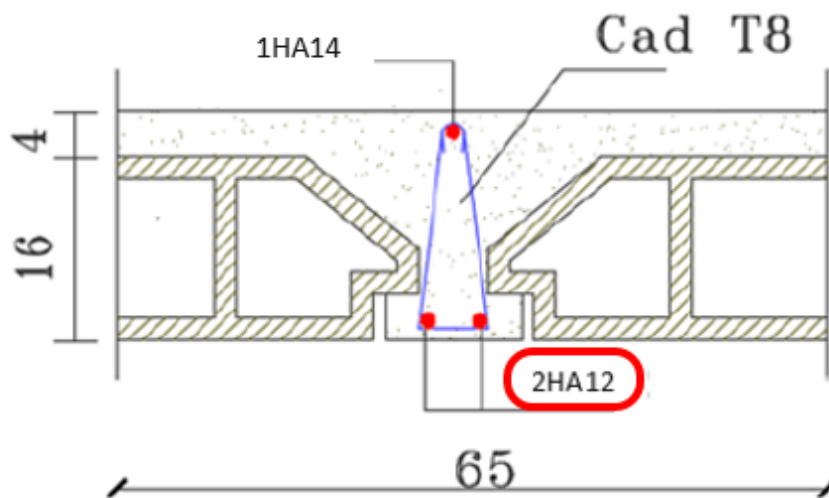


Fig. 3.12 : ferrailage des poutrelles en travée

Étage courant :

- $G = 5.26 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

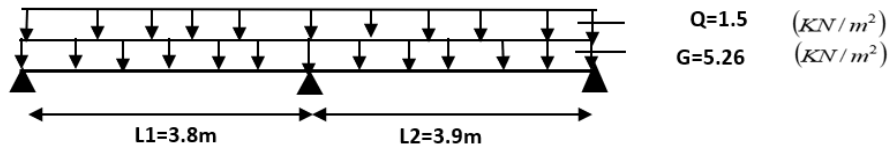


Fig. 3.13 : Poutrelle type 2 (étage courant)

3.3.4.11 Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q(kN/m^2)$$

$$q_u = 1.35 * 5.26 + 1.5 * 1(kN/m^2)$$

$$q_u = 9.35(kN/m^2)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q(kN/m^2)$$

$$q_{ser} = 5.26 + 1.5(kN/m^2)$$

$$q_{ser} = 6.76(kN/m^2)$$

3.3.4.12 Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :

E.L.U :

$$q_u = q_u * 0.65(kN/ml)$$

$$q_u = 9.35 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_u = 6.08(kN/ml)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = q_{ser} * 0.65(kN/ml)$$

$$q_{ser} = 6.76 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_{ser} = 4.39(kN/ml)$$

$$\alpha = Q/(G + Q)$$

$$\alpha = 1.5/(5.26+1.5)=0.222$$

$$(1+0.3\alpha)=1.067$$

$$(1.2+0.3\alpha/2)=0.633$$

$$(1+0.3\alpha/2)=0.533$$

3.3.4.13 Moments fléchissant :

E.L.U :

Tab. 3.13 : En travée à ELU

travée	1	2
L(m)	3.80	3.90
M0 (kN.m)	10.97	11.56
Mt 1 (kN.m)	7.14	7.70
Mt 2 (kN.m)	6.95	7.32
Mt F (kN.m)	7.14	7.70

Tab. 3.14 : En appuis à ELU

appuis	1	2	3
coef-forfai	0.20	0.60	0.20
Ma(-) (kN.m)	2.19	6.93	2.31

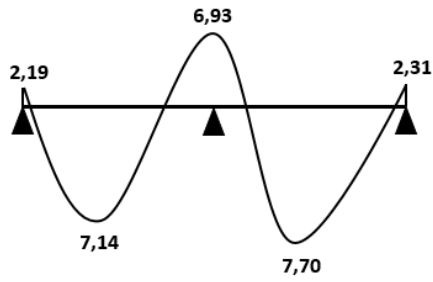


Fig. 3.14 : Diagramme des moments ELU - Poutrelle type 1 (Plancher terrasse)

Tab. 3.15 : En travée à ELS

E.L.S :

travée	1	2
L(m)	3.80	3.90
M0 (kN.m)	7.93	8.38
Mt 1 (kN.m)	5.16	5.57
Mt 2 (kN.m)	5.02	5.29
Mt F (kN.m)	5.16	5.57

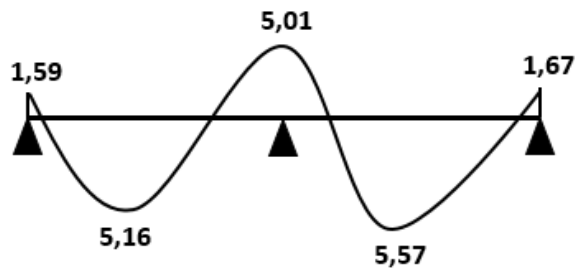


Fig. 3.15 : Diagramme des moments ELS (étage courant)

Tab. 3.16 : En appuis à ELS

appuis	1	2	3
coef-forfai	0.20	0.60	0.20
Ma(-) (kN.m)	1.59	5.01	1.67

Efforts tranchant :

Tab. 3.17 : Efforts tranchant

Travée	1	2
L (m)	3.80	3.90
Mt (kN.m)	7.14	7.70
Mw (kN.m)	2.19	6.93
Me (kN.m)	6.93	2.31
a (m)	1.71	2.13
b (m)	2.09	1.77
Vw (-) (kN)	10.94	13.71
Ve (+) (kN)	13.44	11.34

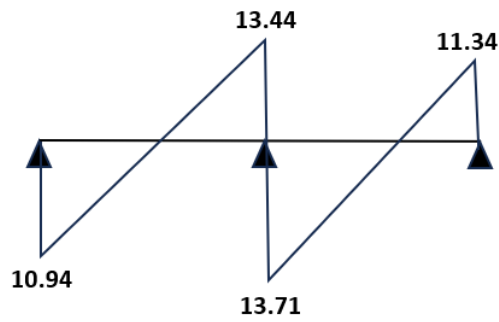


Fig. 3.16 : : Diagramme des efforts tranchants pour poutrelle type 2 (plancher courant)

Tab. 3.18 : Les valeurs MAX

MAX	Valeurs
Mt max (ELU)	7.70
Ma max (ELU)	6.93
Tmax	13.71

Tab. 3.19 : Paramétrer

Paramétrer	Valeur
γ_b (MPa)	1.5
γ_s	1.15
θ	1
f_{c28} (MPa)	25
f_e (MPa)	400
f_{t28}	2.1 (MPa)
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (MPa)	14.167
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83

$$\mu = Mu / (b * d^2 * f_{bc})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Bu = 0,8 * \alpha$$

$$As_{cal} = Bu * b * d * f_{bc} / \sigma_s (cm^2)$$

$$As_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e (cm^2)$$

Tab. 3.20 : Les calculs pour le ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (kN.m)	μ	α	β
Appui	10	18	6.93	0.151	0.206	0.918
Travée	65	18	7.70	0.026	0.033	0.987

Tab. 3.21 : le ferrailage

As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (HA)	As adopté (cm ²)
1.21	0.22	1HA14	1.54
1.25	1.41	2HA12	2.26

3.3.4.14 Vérification :

L'influence de l'effort tranchant : (d'après le B.A.E.L.91 :)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} (MPa)$$

$$\tau_u = \frac{13.71 * 10^3}{10 * 18 * 100}$$

$$\tau_u = 0.76 MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * 25 / 1.5; 5 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.76 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow CV$$

3.3.4.15 les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right\}$$

$$\phi_t \leq 0.57 cm$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.4.16 Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40\text{cm})(\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40\text{cm})(\text{cm})$$

$$\text{On admis : } S_t = 15\text{cm}$$

3.3.4.17 Section des armatures d'âmes :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) BAEL 91 : $k = 1$ (flexion simple)

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s} * b_0 * S_t$$

$$A_t \geq \frac{0.76 - 0.3 * 2.1 * 1}{0.9 * 348} * 10 * 15$$

$$A_t \geq 0.411$$

Donc on adopte la section exigée par la condition de non fragilité(BAEL 91)

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \right\} (\text{MPa})$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \left\{ \frac{0.76}{2}, 0.4 \right\} (\text{MPa})$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \{ 0.38, 0.4 \} (\text{MPa})$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4 (\text{MPa})$$

$$A_t \geq 0.4 * 10 * 15 / 400 (\text{cm}^2)$$

$$A_t \geq 0.15 (\text{cm}^2)$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.4.18 vérification à L' ELS :

Comme la fissuration est préjudiciable pas de limitation de contraintes dans les aciers **Vérification des compressions dans le béton :**

Si la condition ci-dessous est vérifiée la Vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile :

$$\alpha \leq ((\gamma - 1/2) + f_c 28 / 100) = X$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

Tab. 3.22 : Vérification des compressions dans le béton

Observation	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	γ	X	α	observation
Appui	6.93	5.01	1.38	0.44	0.206	Condition vérifiée
Travée	7.70	5.57	1.38	0.44	0.033	Condition vérifiée

3.3.4.19 Vérification de l'état limite de déformation :

$$h/l \geq M_t/10 * M_0$$

$$h/l = 20/390 = 0.051$$

$$M_t/10 * M_0 = 7,70/(10 * 11,56) = 0.067$$

CNV

$$\nu_0 = A_s/(b_0 * d)$$

$$h/l \geq 1/16$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

3.3.4.20 Calcul de la flèche :

D'après CBA93 :

$$\Delta_f < \Delta_{fadm}$$

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{fadm} = \frac{390}{500}$$

$$\Delta_{fadm} = 0.78$$

$$y_G = (b * h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + ((h - h_0) * b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} \right)) + \eta * A_s * \frac{C}{b * h_0} + (h - h_0) * b_0 + \eta * A_s$$

$$y_G = (65 * 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + ((20 - 4) * 10 \left(\frac{20-4}{2} \right)) + 15 * 2.26 * \frac{2}{65*4} + (20 - 4) * 10 + 15 * 2.26$$

$$y_G = 13,555$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \cdot \left[2.26 \cdot \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 \right]$$

$$I = 44811.733 cm^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = A_s/(b_0 * d)$$

$$\rho = 2.26/(10 * 18)$$

$$\rho = 0,0126$$

Calcul les contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = M_{ser}/(A_s * d)$$

$$\sigma_{sg} = 8.35 * 10^3 / 2.26 * 18$$

$$\sigma_{sg} = 205.361$$

Calcul de μ_g :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 205.361 + 2.1}$$

$$\mu_g = 0,704$$

Calcul le moment d'inertie fictif :

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

$$\lambda_i = \frac{0.05*2.1}{2 + \frac{3*10}{65} * 0.0126}$$
$$\lambda_i = 3,397$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{2 + \frac{3*b_0}{b} * \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02*2.1}{2 + \frac{3*10}{65} * 0.0126}$$
$$\lambda_v = 1,359$$

$$I_{g,fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_i} (cm^4)$$

$$I_{g,fi} = \frac{1.1*44811.733}{1+0.704*3.397}$$
$$I_{g,fi} = 14533.734 (cm^4)$$

$$I_{g,fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_v} (cm^4)$$

$$I_{g,fv} = \frac{1.1*44811.733}{1+0.704*1.359}$$
$$I_{g,fv} = 25192.525 (cm^4)$$

Calcul de flèche :

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) (MPa)$$

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{25} \right) (MPa)$$

$$E_i = 32164,195 MPa$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) (MPa)$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{25} \right) (MPa)$$

$$E_v = 10721,398 MPa$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fI,g}} (cm)$$

$$f_{gi} = \frac{8.35*1000*(3.9*100)^2}{10*32164.195*14533.734}$$
$$f_{gi} = 0,272 cm$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv,g}} (cm)$$

$$f_{gv} = \frac{8.35*1000*(3.9*100)^2}{10*10721.398*25192.525}$$
$$f_{gv} = 0,470 cm$$

La flèche totale :

$$f_t = (f_{gv} + f_{gi}) (cm)$$

$$f_t = (0.272 + 0.470)$$

$$f_t = 0.742 \text{ cm}$$

Donc :

$$f_t = 0.742 \text{ cm} < \Delta_{\text{fadm}} = 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

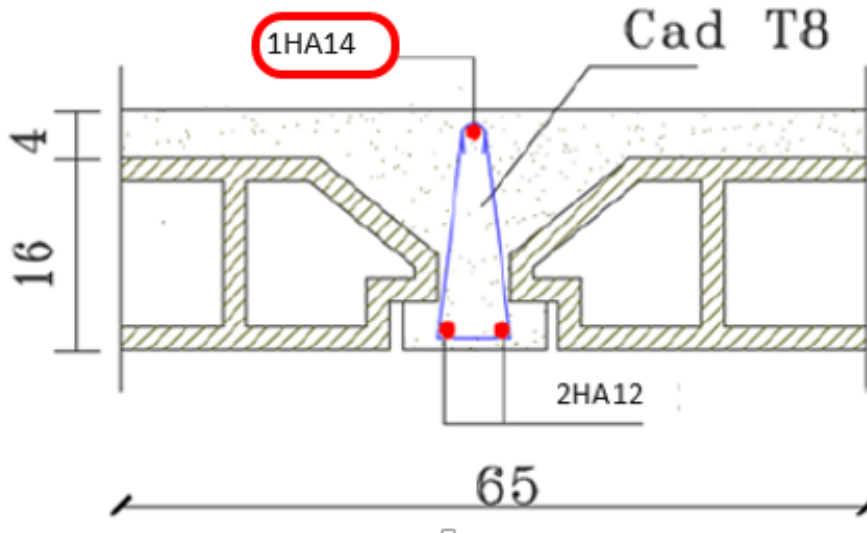


Fig. 3.17 : ferrailage des poutrelles en appui

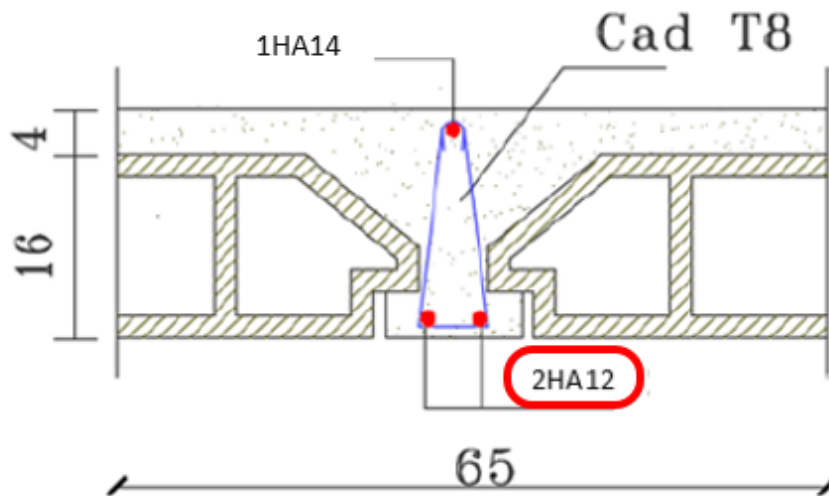


Fig. 3.18 : ferrailage des poutrelles en travée

3.3.5 poutrelle à un seul travée :

Étage courant :

- $G = 5.26 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

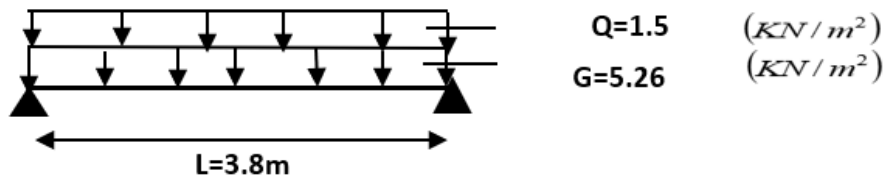


Fig. 3.19 : Poutrelle type 3 (étage courant)

3.3.5.1 Combinaison des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1.35 * 5.26 + 1.5 * 1(kN/m^2)$$

$$q_u = 9.35(kN/m^2)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = 5.26 + 1.5(kN/m^2)$$

$$q_{ser} = 6.76(kN/m^2)$$

3.3.5.2 Charge linéaire sur nervure (en tre axe 65 cm) :

E.L.U :

$$q_u = 9.35 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_u = 6.08(kN/ml)$$

E.L.S :

$$q_{ser} = 6.76 * 0.65(kN/ml)$$

$$q_{ser} = 4.39(kN/ml)$$

3.3.5.3 Moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{p * l^2}{8}(kN.m) \quad (3.79)$$

$$M_a = -0.4 * M_0(kN.m) \quad (3.80)$$

$$M_t = 0.85 * M_0(kN.m) \quad (3.81)$$

$$T = \frac{p * l}{2}(kN) \quad (3.82)$$

Tab. 3.23 : Moments fléchissant :

	P (kN/m)	M ₀ (kN·m)	M _a (kN·m)	M _t (kN·m)	T (kN)
ELU	6.08	10.97	-4.39	9.33	11.55
ELS	4.39	7.93	-3.17	6.74	8.35

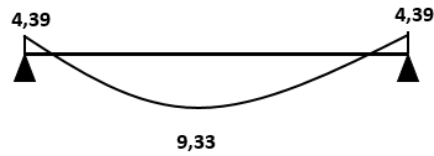


Fig. 3.20 : Diagramme des moments ELU

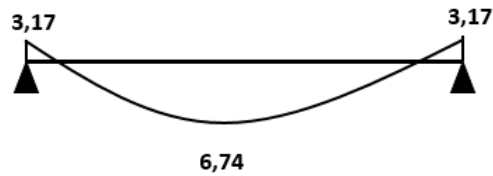


Fig. 3.21 : Diagramme des moments ELS

Tab. 3.24 : Paramétrer

Paramétrer	Valeur
γ_b (MPa)	1.5
γ_s	1.15
θ	1
f_{c28} (MPa)	25
f_e (MPa)	400
f_{t28}	2.1 (MPa)
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ (MPa)	14.167
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83

$$\mu = Mu / (b * d^2 * f, bc)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Bu = 0,8 * \alpha$$

$$A_{s,cal} = Bu * b * d * f, bc / \sigma_s (cm^2)$$

$$A_{s,min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e (cm^2)$$

Tab. 3.25 : Les calculs pour le ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (kN.m)	μ	α	β
Appui	10	18	4.39	0.096	0.126	0.950
Travée	65	18	9.33	0.031	0.040	0.984

Tab. 3.26 : le ferrailage

As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As adopté (HA)	As adopté (cm ²)
0.74	0.22	2HA12	2.26
1.51	1.41	2HA12	2.26

3.3.5.4 Vérification :

L'influence de l'effort tranchant : (d'après le B.A.E.L.91 :)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} (MPa)$$

$$\tau_u = 0.64 MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * 25 / 1.5; 5 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.76 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow CV$$

3.3.5.5 les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right\}$$

$$\phi_t \leq 0.57 cm$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.5.6 Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40 cm) (cm)$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40 cm) (cm)$$

On admis : $S_t = 15 cm$

3.3.5.7 Section des armatures d'âmes :

Dans le cas courant la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) BAEL 91 : k = 1 (flexion simple)

$$\partial_t = \frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k}{0.9 * \sigma_s} * b_0 * S_t$$

$$A_t \geq 0.006$$

Donc on adopte la section exigée par la condition de non fragilité(BAEL 91)

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \right\} (MPa)$$

$$A_t \geq 0.150 (cm^2)$$

On adopte : 2HA8 = 1.01 cm²

3.3.5.8 vérification à l' ELS :

Comme la fissuration est peu préjudiciable pas de limitation de contraintes dans les aciers **Vérification des compressions dans le béton :**

Si la condition ci-dessous est vérifiée la Vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile :

$$\alpha \leq ((\gamma - 1/2) + f_c 28/100) = X$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

Tab. 3.27 : Vérification des compressions dans le béton

Observation	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	γ	X	α	observation
Appui	4.39	3.17	1.38	0.44	0.126	Condition vérifiée
Travée	9.33	6.74	1.38	0.44	0.040	Condition vérifiée

3.3.5.9 Vérification de l'état limite de déformation :

$$h/l \geq M_t / 10 * M_0$$

$$h/l = 20/380 = 0.053$$

$$M_t / 10 * M_0 = 0.085$$

CNV

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

3.3.5.10 Calcul de la flèche :

D'après CBA93 :

$$\Delta_f < \Delta_{fadm}$$

$$\Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{fadm} = 0.76$$

$$y_G = 13,280$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \cdot \left[2.26 \cdot \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 \right]$$

$$I = 45502,933 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = A_s / (b_0 * d)$$

$$\rho = 2.26 / (10 * 18)$$

$$\rho = 0,0126$$

Calcul les contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = M_{ser} / (A_s * d)$$

$$\sigma_{sg} = 194.965$$

Calcul de μ_g :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0,691$$

Calcul le moment d'inertie fictif :

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

$$\lambda_i = 3,397$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{2 + \frac{3*b_0}{b} * \rho}$$

$$\lambda_v = 1,359$$

$$I_{g,fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_i} (cm^4)$$

$$I_{g,fi} = 14952.602 (cm^4)$$

$$I_{g,fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu_g \lambda_v} (cm^4)$$

$$I_{g,fv} = 25814.155 (cm^4)$$

Calcul de flèche :

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) \text{ (MPa)}$$

$$E_i = 11000 * \left(\sqrt[3]{25} \right) \text{ (MPa)}$$

$$E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{f_{c28}} \right) \text{ (MPa)}$$

$$E_v = 3700 * \left(\sqrt[3]{25} \right) \text{ (MPa)}$$

$$E_v = 10721,398 \text{ MPa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi,g}} (cm)$$

$$f_{gi} = 0,238 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv,g}} (cm)$$

$$f_{gv} = 0,414 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$f_t = (f_{gv} + f_{gi}) \text{ (cm)}$$

$$f_t = (0.238 + 0.414)$$

$$f_t = 0.652 \text{ cm}$$

Donc :

$$f_t = 0.652 \text{ cm} < \Delta_{\text{fadm}} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow CV$$

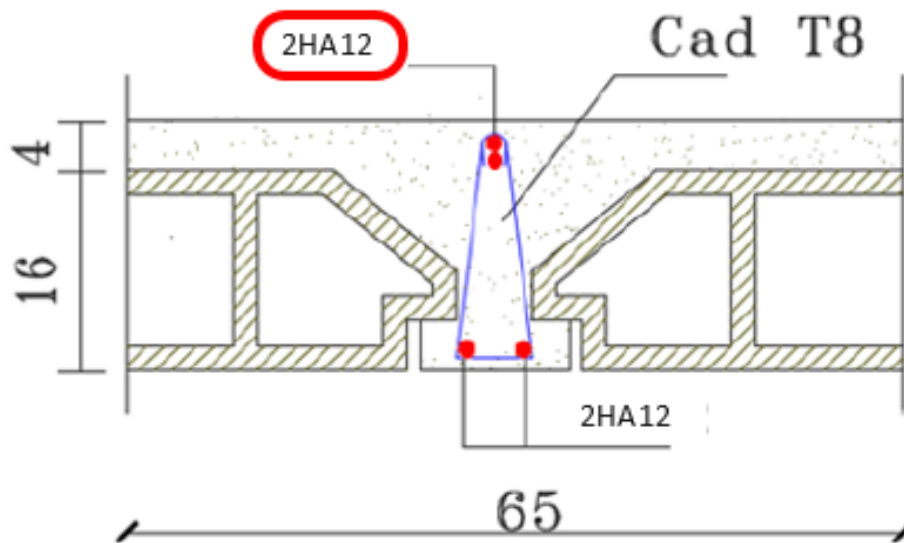


Fig. 3.22 : ferrailage des poutrelles en appui

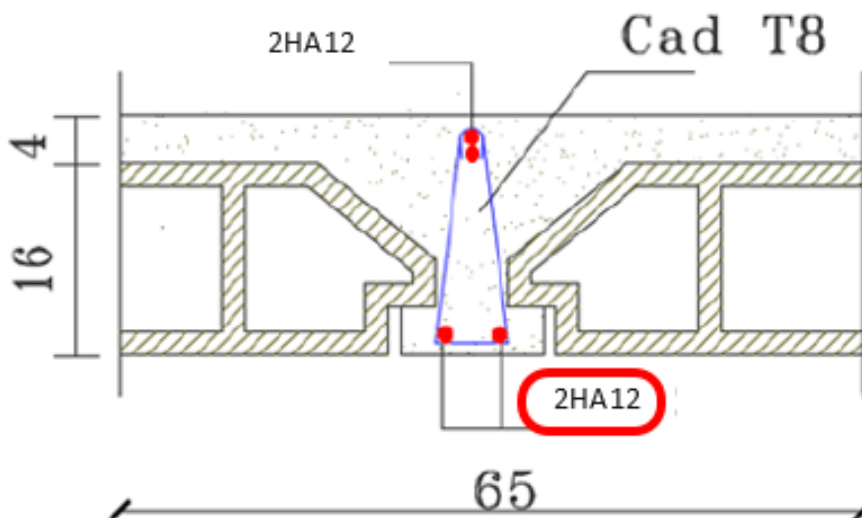


Fig. 3.23 : ferrailage des poutrelles en travée

3.3.6 La dalle de compression :

La dalle de compression ayant un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferrailage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre axes des poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes : CBA93 Art [B.6.8.4.2.3]

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures : $a_1 \leq 20 \text{ cm}$.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures : $a_2 \leq 33 \text{ cm}$.

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} (\text{cm}^2/\text{ml}) \geq \frac{200}{f_e} S_i L \leq 50 \text{ cm}. \quad (3.83)$$

$$A_{\perp} \text{ (cm}^2\text{/ml)} \geq 0.02 * L * \frac{200}{f_e} \text{ Si } 50 \leq L \leq 80\text{cm.} \quad (3.84)$$

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures.
- f_e : nuance de l'acier FeE520 ($f_e = 400$).
- A : section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : $L = 65$ cm. donc :

$$50 \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 0.02 * 65 * \frac{200}{400} = 0.65\text{cm}^2\text{/ml}$$

$$A_{\perp} \geq 0.65\text{cm}^2\text{/ml}$$

On prend : $5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2\text{/ml}$; avec un espacement de 20 cm.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2\text{/ml} \quad (3.85)$$

On prend : $5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2\text{/ml}$; avec un espacement de 20 cm.

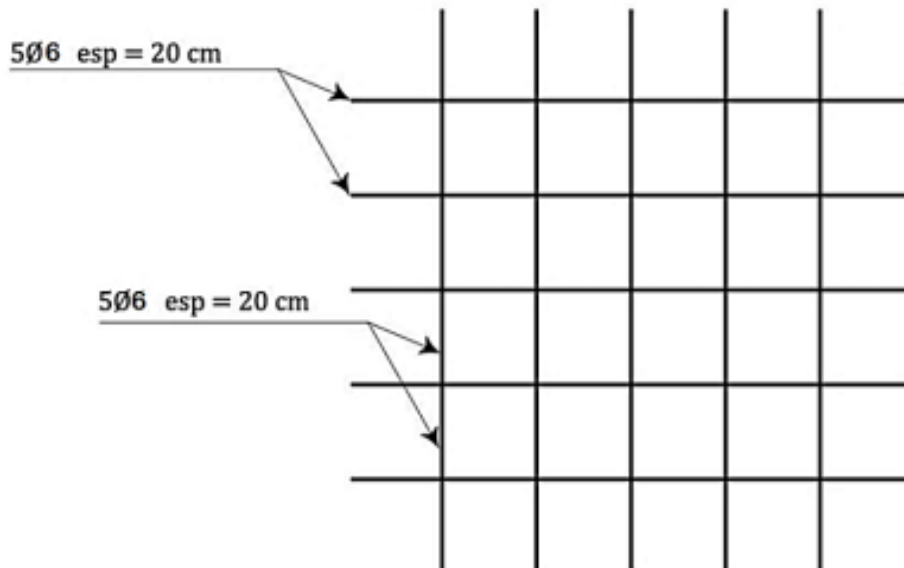


Fig. 3.24 : Disposition des armatures de la dalle de compression

3.3.7 Étude de la dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elle repose sans avec continuité sur deux ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Pour le calcul du ferrailage d'une dalle pleine, on utilise la méthode proposée au CBA93 pour le calcul des moments et des efforts tranchants.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- Balcon.
- Sechoire.
- partie en port à faux .

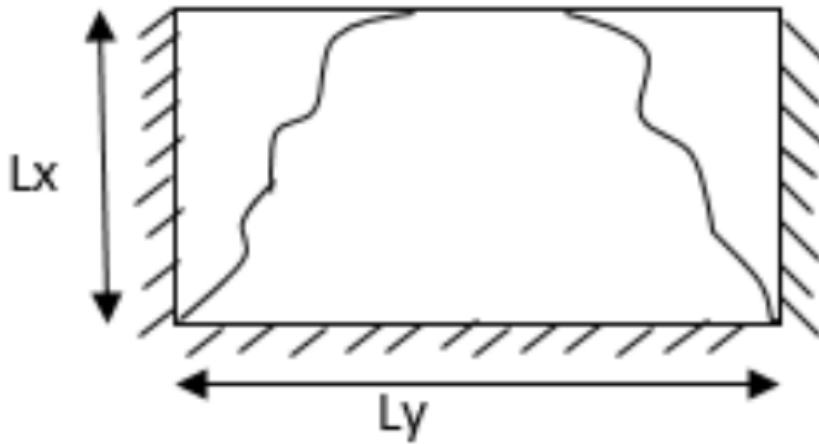


Fig. 3.25 : Position des lignes de rupture

Les charges :

$$G = 6,21(kN/m^2)$$

$$Q = 5(kN/m^2)$$

✓ Résistance au feu : 11cm

✓ Isolation phonique : 15cm

✓ Résistance à la flexion : (Ly=5,5m) (Lx=3,9m)

$$Ly/50 < e < Ly/40$$

$$11 < e < 13.75$$

$$e = 13$$

Donc le choix final est : 15cm

$$ELU : q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q (kN/m^2) \Rightarrow q_u = 15,884 (kN/m^2)$$

$$ELS : q_{ser} = G + Q (kN/m^2) \Rightarrow q_{ser} = 11,21 (kN/m^2)$$

$$\rho = Lx / Ly \tag{3.86}$$

$$\rho = 3.9 / 5.5 = 0,71 \Rightarrow 0,71 > 0,4$$

⇒ donc : la dalle travaille dans deux sens

d'après le tableau de ρ :

$$ELU : \nu = 0$$

$$\mu_x = 0,067$$

$$\mu_y = 0,45$$

$$ELS : \nu = 0.2$$

$$\mu_x = 0,073$$

$$\mu_y = 0,596$$

3.3.7.1 Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x * q_u * Lx^2 (kN) \tag{3.87}$$

$$M_x = 16,186 (kN)$$

$$M_y = \mu_y * M_x (kN) \tag{3.88}$$

$$M_y = 7,284 (kN)$$

3.3.7.2 Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 * M_x = 13,758 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y = 6,191 \text{ (kN.m)}$$

3.3.7.3 Moments en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_x = 8,093 \text{ (kN.m)}$$

3.3.7.4 Ferrailage de la dalle :

Tab. 3.28 : Les données

Symbole	Valeur	Valeur (m)	Symbole	Valeur
b	100cm	1m	σ_s (MPa)	347,826
h	15cm	0,15m	γ_b	1,5
$d = 0,9 * h$	13,5 cm	0,135m	γ_s	1,15
f_e (MPa)	400	/	η	1,6
f_{c28} (MPa)	25	/	Θ	1
f_{t28} (MPa)	2,1	/	f_{bc}	14,167

Tab. 3.29 : Le ferrailage

Position	Mu (kNm)	μ	As'(cm ²)	α	As(cm ²)	HA	As.adp (cm ²)
Travees x-x	13,758	0,053	0	0,068	3,013	4T10	3,14
Travees y-y	6,191	0,024	0	0,030	1,335	4T8	2,01
Appuis x-x	8,093	0,031	0	0,040	1,751	4T8	2,01
Appuis y-y	8,093	0,031	0	0,040	1,751	4T8	2,01

3.3.7.5 Espacement :

$$esp = 100/4 \text{ (cm)} < \min(3h, 33\text{cm}) \quad (3.89)$$

travée :

$$\text{sen x-x : } 25 < 33 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{sen y-y : } 25 < 45 \Rightarrow \text{CV}$$

appuis :

$$\text{sen x-x : } 25 < 33 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{sen y-y : } 25 < 45 \Rightarrow \text{CV}$$

3.3.7.6 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = 0,6 * * b * h(cm^2) \quad (3.90)$$

$$A_s \geq 0.9$$

travée :

$$\text{sen x-x : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cv}$$

$$\text{sen y-y : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cv}$$

appuis :

$$\text{sen x-x : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cv}$$

$$\text{sen y-y : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{cv}$$

3.3.7.7 Calcul des armatures transversales :

$$T_x = q_u * L_x * L_y / (2L_x + L_y) (kN) \quad (3.91)$$

$$T_x = 25,617 \text{ (kN)}$$

$$q_u * L_x / 3 (kN) \quad (3.92)$$

$$T_y = 20,649 \text{ (kN)}$$

$$T_u = \max(T_x, T_y) \Rightarrow T_u = 25,617 \text{ (kN)}$$

$$\tau_u = 25,617 * 10^{-3} / (1 * 0.135) \Rightarrow \tau_u = 0,190 \text{ (MPa)}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 * 25 / 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

3.3.7.8 Vérification à l'ELS :

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x * q_{ser} * L^2 \Rightarrow M_x = 12,464 \text{ (kNm)}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 7,428 \text{ (kNm)}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 * M_x \text{ (kNm)} \Rightarrow M_{tx} = 10,594 \text{ (kNm)}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y \text{ (kNm)} \Rightarrow M_{ty} = 6,314 \text{ (kNm)}$$

Moments en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_x \text{ (kNm)} \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 6,232 \text{ (kNm)}$$

3.3.7.9 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tab. 3.30 : Vérification des contraintes à l'ELS :

Position	Mu	M,ser (kNm)	δ	α	$\bar{\alpha}$	$\alpha < \bar{\alpha}$
Travee x-x	13.758	10.594	1.299	0.068	0,399	CV
Travee y-y	6.191	6.314	0.981	0.030	0.240	CV
Appuis x-x	8.093	6.232	1.299	0.040	0.399	CV
Appuis y-y	8.093	6.232	1.299	0.040	0,399	CV

3.3.7.10 Vérification de la flèche :

$$(h/L_x)=0,038 < (M_t/(20 \cdot M_0)) = 0,0425 \Rightarrow CV$$

$$(A_s/bd)=0,00233 < (2/f_e)=0,005 \Rightarrow CV$$

3.3.7.11 ferrailage de dalle plein

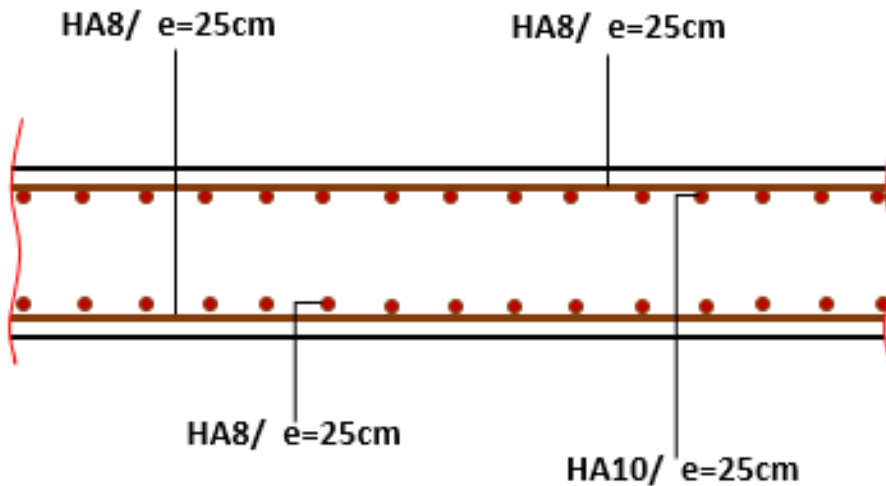


Fig. 3.26 : ferrailage de dalle plein sens x-x

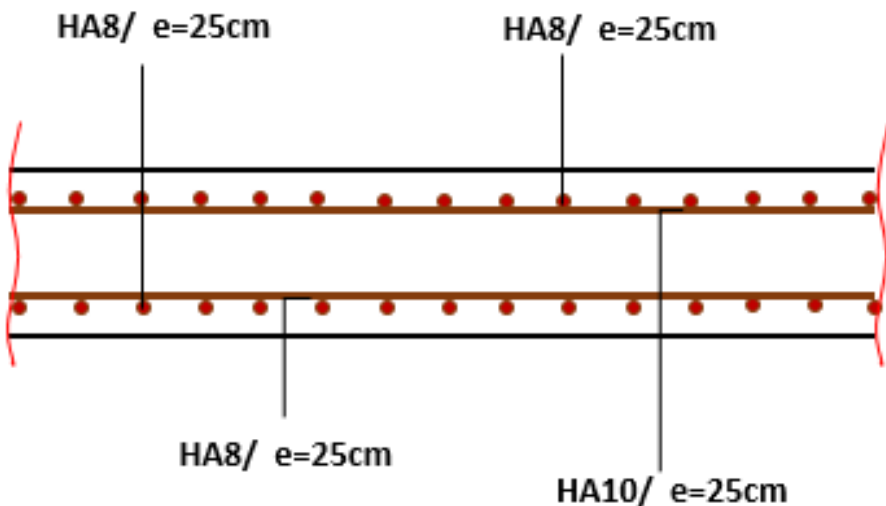


Fig. 3.27 : ferrailage de dalle plein sens y-y

3.4 Balcon :

(Partie en porte à faux)

On étudie le balcon de cas la plus défavorable (balcon en béton armé appuyé sur un seul côté); les portées (entre nus d'appuis) de balcon étudiée sont :

L_x = 150 cm et L_y = 550 cm

On calcule le rapport ρ :

$$\rho = L_x / L_y = 150 / 550 = 0.27$$

$\rho = 0.27 < 0.4 \Rightarrow$ et la charge est uniformément répartie, donc La dalle travaille dans un seul sens.

Dans ce cas le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1 m, et de hauteur h. L'armature calculée doit être placée dans la plus courte direction.

$$e \geq L_x / 10 \Rightarrow 150 / 10 = 15 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur du balcon : $e = 15 \text{ cm}$

Tab. 3.31 : Les données :

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$	Acier (f_e) = 400 MPA
$\sigma_s = 347,83 \text{ MPA}$	$h = e = 0,15 \text{ m}$	$\gamma_b = 1,5$
$\eta = 1,6$	$f_{bc} = 14,167 \text{ MPA}$	$b = 1 \text{ m}$
$d = 0,9 * h = 0,135 \text{ m}$	$\sigma_{adm} = 1.5 \text{ bar}$	$\sigma_{adm} = 0.15 \text{ MPA}$

3.4.1 Évaluation des charges :

$$h_{\text{étage}} = 3.06 \text{ m}$$

$$Q = 3,5 * 1 = 3.5 \text{ kN/ml}$$

$$G = 5,41 * 1 = 5.41 \text{ kN/ml}$$

$$P = G_{mur} * (h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}) * 1 \text{ m} = 1.995 * (3.06 - 0.45) = 5,207 \text{ (kN)}$$

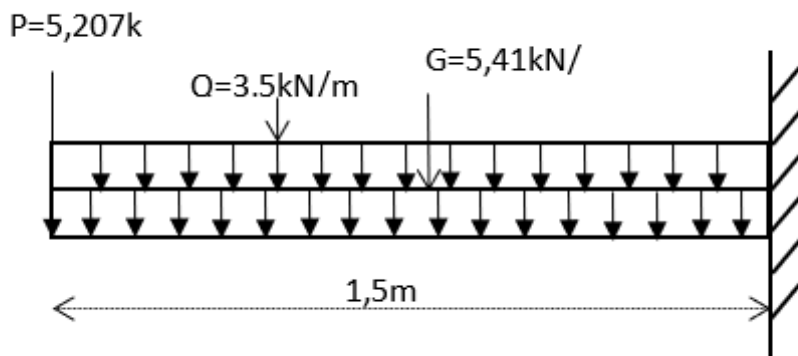


Fig. 3.28 : Les charges en porte à faux

3.4.1.1 Combinaisons des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,554 \text{ (kN)}$$

$$q_{ser} = G + Q = 8,91 \text{ (kN)}$$

$$p_u = 1,35 * P = 7,029 \text{ (kN)}$$

$$P_{ser} = P = 5,207 \text{ (kN)}$$

Moment ELU :

$$M_u = (-q_u * l^2/2) - P_u * l$$

$$M_u = -24,667(kN, m)$$

Moment ELS :

$$M_{ser} = (-q_{ser} * l^2/2) - P_{ser} * l(kN, m)$$

$$M_{ser} = -17,834(kN, m)$$

effort tranchant :

$$T_u = q_u * l + P_u = 25,860(kN)$$

3.4.2 Calcul ferrailage en flexion composé :

$$\mu = M, u/b * d^2 * f, bc$$

$$\mu = 0,096\mu < \mu_l \Rightarrow pivot A \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,126$$

$$A_s = 0,8 * d * b * \alpha * f, bc / \sigma_s (m^2)(cm^2)$$

$$A_s = 0,0005531m^2$$

$$A_s = 5,531cm^2$$

3.4.3 Vérification à l'ELS :

3.4.3.1 Vérification des contraintes :

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15(A_s - A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + dA'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] (cm) \quad (3.93)$$

$$y = 4cm$$

Calcul le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2] (cm^4 - - - - m^4) \quad (3.94)$$

$$I = 9621,080cm^4 = 9,621 * 10^{-5}m^4$$

$$K = M_{ser}/I(MPA) \Rightarrow K = 185,366MPA$$

3.4.3.2 Contrainte maximale de béton :

$$\sigma_{bc} = K * y = 7.369MPA$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f, c28 = 15MPA$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow CV$$

3.4.3.3 Contrainte maximale de l'acier :

$$\sigma_s = 15 * K * (d - y)(MPA) = 264,826MPA$$

$$\bar{\sigma}_s = \min((2/3) * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}})(MPA) = 201,633$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow CNV$$

On doit augmenter la section d'armature :

3.4.4 Calcule de la nouvelle A_s :

$$\begin{aligned}\mu &= 30 * M_{ser} / (b * d^2 * \bar{\sigma}_s) \\ \mu &= 0,146 \\ \lambda &= 1 + \mu = 1,146 \\ \cos\varphi &= \lambda^{-3/2} = 0,816 \\ \varphi &= 35,376^\circ \\ \alpha &= 1 + 2(\sqrt{\lambda}) * \cos(240 + \varphi/3) \\ \alpha &= 0,364 \\ \sigma_{bc} &= \alpha * \bar{\sigma}_s / ((1 - \alpha) * M) \\ \sigma_{bc} &= 7,693MPA \\ \sigma_{bc} &< \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow CV \\ A_s &= b * d * \alpha * \sigma_{bc} / 2 * \bar{\sigma}_s (m^2) (cm^2) \\ A_s &= 0,000937m^2 = 9,375cm^2\end{aligned}$$

Donc on adopte : 5HA16 = 10,05cm²

3.4.5 Les armatures de répartitions :

$$\begin{aligned}A_r &= A_s / 4() \\ A_r &= 2,513cm^2\end{aligned}$$

Donc on adopte : 5HA8 = 2,51cm²

3.4.6 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{aligned}\tau_u &= 0.192MPA \quad \bar{\tau}_u = \min(0,15 * f_{c28} / \gamma_b; 4MPA) \\ \bar{\tau}_u &= 2,5MPA \\ \tau_u &< \bar{\tau}_u \Rightarrow CV\end{aligned}$$

3.4.7 Espacement des armatures :

3.4.7.1 Armatures longitudinale :

$$\begin{aligned}S_l &\leq \min(3 * h; 33cm) \\ S_l &\leq 33 \Rightarrow S_l = 25\end{aligned}$$

3.4.7.2 Armature de répartition :

$$\begin{aligned}S_r &\leq \min(4 * h; 40cm) \\ S_r &\leq 40 \Rightarrow S_r = 30\end{aligned}$$

3.4.8 Vérification de la flèche :

$$\begin{aligned}h/L &= 0,1 \geq (01/16) = 0,0625 \Rightarrow CV \\ h/L &= 0,1 \geq M_t / (10 * M_0) = 0,08 \Rightarrow CV \\ A_s / b * d &= 0,0074 \leq 4,2 / f_e = 0,0105 \Rightarrow CV\end{aligned}$$

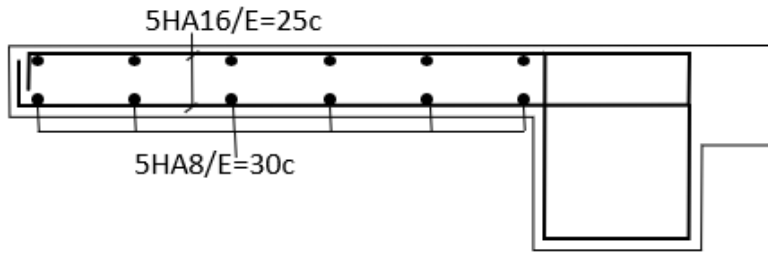


Fig. 3.29 : ferrailage du porte à faux

3.5 Étude de l'escalier :

3.5.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

3.5.2 Évaluation des charges :

Tab. 3.32 : Les charges pour le paillasse et pallier

La charge	paillasse (kN/m ²)	pallier(kN/m ²)
<i>G</i>	8.22	5.1
<i>Q</i>	2.5	2.5

$$L_e = L + L' (\text{cm}) = 360 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$L' = 360 - 240 = 120 (\text{cm}) = 1.2 \text{ m}$$

$$h_e : \text{hauteur d'étage} = 306 \text{ cm} = 3.06 \text{ m}$$

$$H (\text{cm}) = (h_e / 2) = 153 \text{ cm}$$

On fixera :

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

$$n = H/h = 153/17 = 9$$

$$g = L/n - 1 = 240/9 - 1 = 26 \text{ cm}$$

$$58 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64 \Rightarrow CV$$

Angle d'inclinaison : α

$$\text{tng}(\alpha) = H/L = 153/240 = 0,638$$

$$\alpha = 32,534$$

L'épaisseur du paillasse :

$$L1 = \sqrt{(H^2 + L^2)} = 284,621 \text{ cm}$$

$$L1/30 = 9,487 \text{ cm}$$

$$L2/20 = 14,231 \text{ cm}$$

$$L1/30 \leq e \leq L2/20 \Rightarrow 9.487 \leq e \leq 14.231 \Rightarrow CV$$

On prend : $e=14\text{cm}$

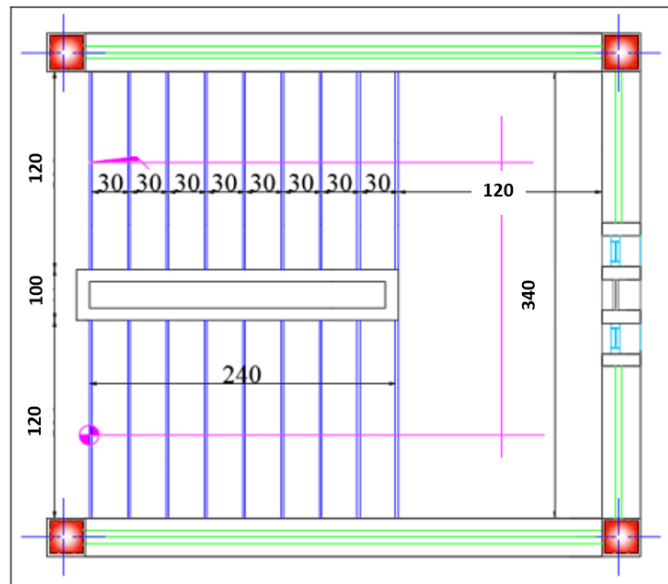


Fig. 3.30 : Vue en plan de l'escalier

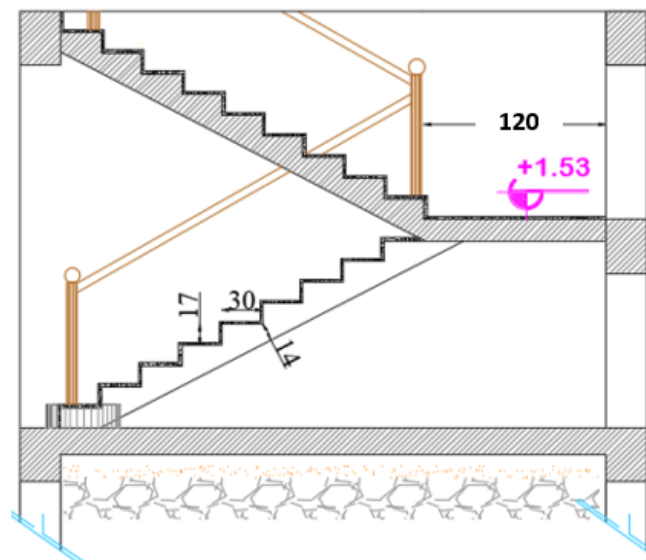


Fig. 3.31 : coupe verticale de l'escalier

3.5.3 Calcul le ferrailage des escaliers :

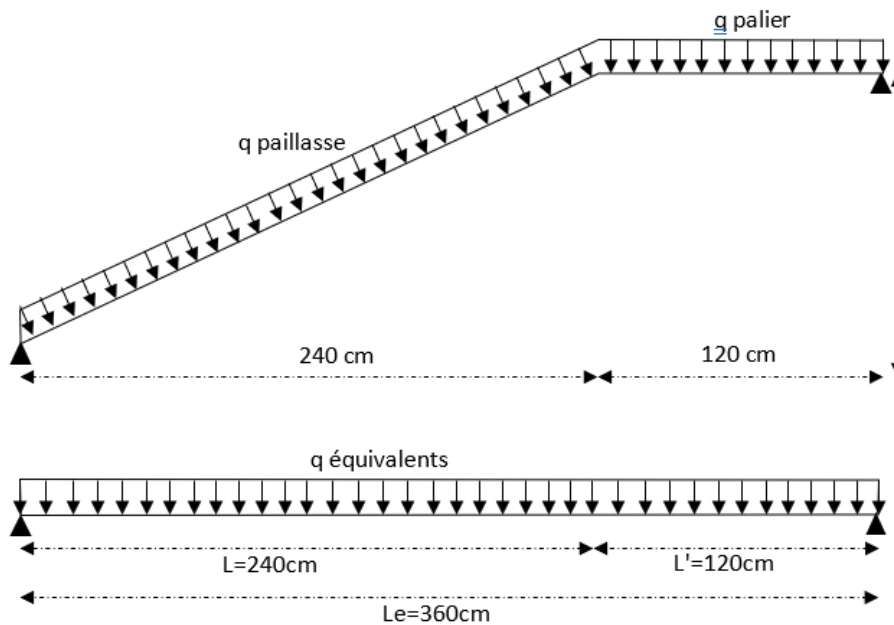


Fig. 3.32 : Le schéma statique de l'escalier

3.5.3.1 combinaison des charges :

A l'ELU :

$$\begin{aligned} \text{Paillasse} &\Rightarrow q_{u1} = 1,35 * G + 1,5 * Q = 14,847 (Kn/m^2) \\ \text{Palier} &\Rightarrow q_{u2} = 1,35 * G + 1,5 * Q = 10,635 (Kn/m^2) \end{aligned}$$

A l'ELS :

$$\begin{aligned} \text{Paillasse} &:\Rightarrow q_{s1} = G + Q = 10,72 (Kn/m^2) \\ \text{Palier} &:\Rightarrow q_{s2} = G + Q = 7,6 (Kn/m^2) \end{aligned}$$

3.5.3.2 Calcul les sollicitations :

$$\begin{aligned} q_{eu} &= (q_{u1} * L) + q_{u2} * L' / (L + L') = 13,443 kN \\ q_{es} &= ((q_{s1} * L) + q_{s2} * L') / (L + L') = 9,680 kN \end{aligned}$$

3.5.3.3 Calcul des moments :

ELU :

$$\begin{aligned} M_{0u} &= q_{eu} * (L_e)^2 / 8 (kN.m) \\ M_{0u} &= 21,778 kN.m \end{aligned}$$

En travée : $\Rightarrow M_{tu} = 0.8 * M_{0u} = 17.422 kN.m$

En appui : $\Rightarrow M_{au} = 0.4 * M_{0u} = 8.711 kN.m$

ELS :

$$M_{0s} = q_{es} * (L_e)^2 / 8 (kN.m) \tag{3.95}$$

$$M_{0s} = 15.682 kN.m$$

En travée : $\Rightarrow M_{ts} = 0.8 * M_{0s} = 12.545kN.m$

En appui : $\Rightarrow M_{as} = 0.4 * M_{0s} = 6.273kN.m$

Tab. 3.33 : Les paramètres

Paramétrer	Valeur
ρ (kN/m ³)	25
b (100cm)	1 m
$h = e$ (14 cm)	0.14 m
c (3 cm)	0.03 m
$d = e - 3$ (11 cm)	0.11 m
$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$	14.167
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83
f_e	400
f_{t28}	2.1
η	1.6
Fissuration est peu préjudiciable	
f_{c28}	25
γ_b (MPa)	1.5
γ_s (MPa)	1.15
θ	1

3.5.3.4 Effort tranchant :

$$T_u = q_{eu} * L_e / 2 (kN.m) \quad (3.96)$$

$$T_u = 24,197kN.m$$

$$T_{max} = 24.197kN.m$$

3.5.4 Calcul du ferrailage :

3.5.4.1 condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e (cm^2)$$

$$A_{min} = 1,328cm^2$$

3.5.4.2 Armature principale :

En travée :

$$\mu = M_t / (b * d^2 * f_{bc})$$

$$\mu = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{pivot} : A \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,134$$

$$\beta = 0,8 * \alpha \Rightarrow \beta = 0,107$$

$$A_s = \beta * d * b * fbc / \sigma_s (cm^2)$$

$$A_s = 4,812 cm^2$$

$$A_s = 4,812 > A_{min} = 1,328 cm^2$$

On adopte : $A_s = 5HA12 = 5,65 cm^2$

En appui :

$$\mu = M_a / (b * d^2 * fbc)$$

$$\mu = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow pivot : A \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,065$$

$$\beta = 0,8 * \alpha \Rightarrow \beta = 0,052$$

$$A_s = \beta * d * b * fbc / \sigma_s (cm^2)$$

$$A_s = 2,338 cm^2$$

$$A_s = 2,338 > A_{min} = 1,328 cm^2$$

On adopte : $A_s = 5HA10 = 3,93 cm^2$

Tab. 3.34 : Le ferrailage

Section	Mu(kN,m)	μ	α	β	$A_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	A_s adoptée(cm^2)
Travée	17.422	0.102	0.134	0.107	1.328	4.812	5.65
Appuis	8.711	0.051	0.065	0.052	1.328	2.338	3.93

3.5.5 Armature de répartition :

En travée :

$$A_r = A_s / 4 (cm^2)$$

$$A_r = 5.65 / 4 \Rightarrow A_r = 1,413 cm^2$$

On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2$

En appui :

$$A_r = A_s / 4 (cm^2)$$

$$A_r = 3.93 / 4 \Rightarrow A_r = 0,983 cm^2$$

On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2$

3.5.5.1 Espacement des armatures principale :

$$S_t \leq \min(3 * h; 33cm)$$

$$S_t \leq \min(3 * 14 = 42cm; 33cm)$$

$$S_t \leq 33cm$$

En travée :

$$S_t = 100 / 5 \Rightarrow S_t = 20cm \leq 33cm \Rightarrow CV$$

On adopte : $S_t = 20cm$

En appui :

$$S_t = 100 / 5 \Rightarrow S_t = 20cm \leq 33cm \Rightarrow CV$$

On adopte : $S_t = 20cm$

3.5.5.2 Espacement des armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4 * h; 40cm)$$
$$S_t \leq \min(4 * 14 = 56cm; 40cm)$$
$$S_t \leq 40cm$$

En travée :

$$S_t = 100/4 = 25cm \leq 25cm \Rightarrow CV$$

On adopte : $S_t=25cm$

En appui :

$$S_t = 100/4 = 25cm \leq 25cm \Rightarrow CV$$

On adopte : $S_t=25cm$

3.5.6 Vérification a L'ELS :

Si les conditions suivantes sont applicables :

- ✓ Les fissurations est peu préjudiciable.
- ✓ Soumise à la flexion simple.
- ✓ la section est rectangulaire.
- ✓ Les aciers utilisés sont feE400.

3.5.6.1 Vérification les contraintes maximales du béton :

$$\alpha \leq (\delta - (1/2)) + f_{c28}/100 \quad (3.97)$$

En travée :

$$\delta = M_u/M_{ser} \quad (3.98)$$

$$\delta = 17.422/12.545$$

$$\delta = 1,389$$

$$\alpha = 0,134 \leq (\delta - (1/2)) + f_{c28}/100 = 0,444 \Rightarrow CV$$

En appui :

$$\delta = 8,711/6,273$$

$$\delta = 1,389$$

$$\alpha = 0,134 \leq (\delta - (1/2)) + f_{c28}/100 = 0,444 \Rightarrow CV$$

3.5.6.2 Vérification l'effort tranchant :

$$\tau_u = T_{max}/b * d(kN/cm^2)$$

$$\tau_u = 24,197/(100 * 11)$$

$$\tau_u = 0,022kN/cm^2$$

$$\tau_u = 0,220MPA$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * f_{c28}/\gamma_b; 5MPA)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,333; 5MPA)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,333MPA$$

$$\tau_u = 0,22MPA < \bar{\tau}_u = 3,33MPA \Rightarrow CV$$

3.5.7 Vérification de la flèche :

$$H/L \geq 1/16$$

$$0,039 \geq 0,0625 \Rightarrow CNV$$

$$H/L \geq (M_t/10 * M_0 = 0,8 * M_0/10 * M_0)$$

$$0,039 \geq 0,08 \Rightarrow CNV$$

$$(A_s/b * d) \leq 4.2/f_e$$

$$0,622 \leq 0,011 \Rightarrow CNV$$

Donc :

D'après le CBA-93 :

3.5.7.1 Moment d'inertie :

$$I = b * h^3/12(cm^4)$$

$$I = (100 * 14^3)/12$$

$$I = 22866,667cm^4$$

3.5.7.2 Module de déformation différée :

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}(MPA) \tag{3.99}$$

$$E=32164,195 \text{ MPA}$$

3.5.7.3 la flèche :

$$f = (5 * q_{ser} * L^4)/(384 * E * I)(cm) \tag{3.100}$$

$$f = ((5 * 100 * 9,680 * (360^4))/(384 * 32164,195 * 22866,667)) * 10^{-3}$$

$$f=0,288 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/500(cm) \tag{3.101}$$

$$f_{adm} = 360/500$$

$$f_{adm} = 0,72cm$$

$$f = 0,288cm < f_{adm} = 0,72cm \Rightarrow CV$$

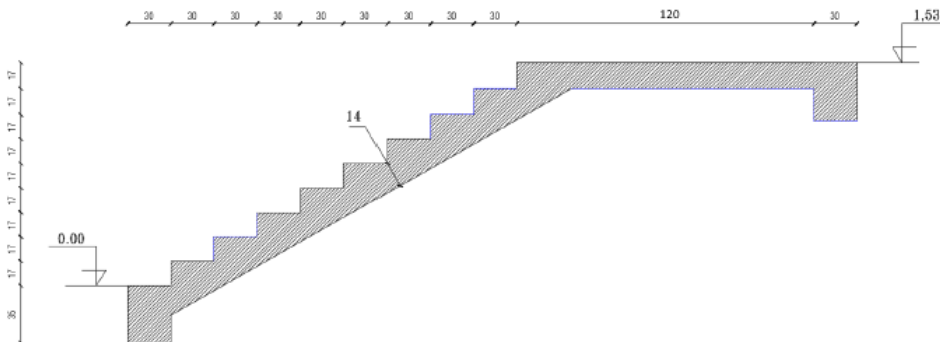


Fig. 3.33 : dimensionnement de escalier

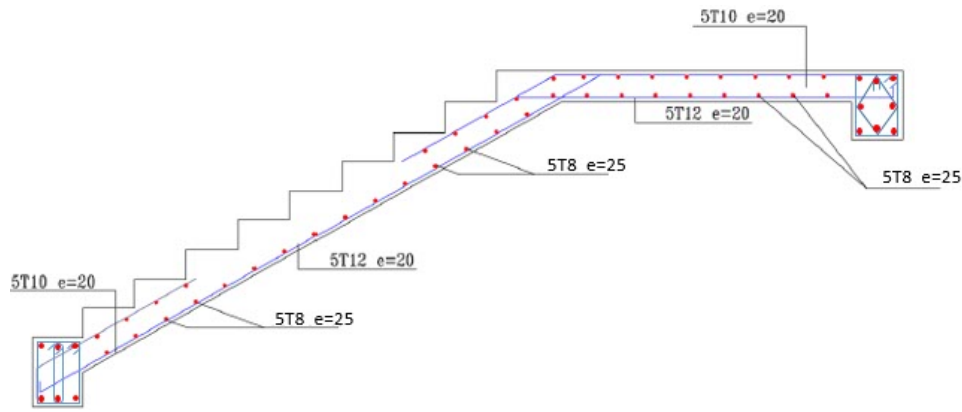


Fig. 3.34 : ferraillage de escalier

3.5.8 Calcul de la poutre palière :

3.5.8.1 prédimensionnement :

$$L/15(\text{cm}) \Rightarrow \frac{360}{14} = 24 \text{ cm}$$

$$L/10(\text{cm}) \Rightarrow \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$L/15 < h < L/10$$

$$24 < h < 36$$

$$h = 35 \text{ cm} = 0.35 \text{ m}$$

$$0.3 \times h(\text{cm}) \Rightarrow 0.3 \times 35 = 10.5 \text{ cm}$$

$$0.7 \times h(\text{cm}) \Rightarrow 0.7 \times 35 = 24.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \times h < b < 0.7 \times h$$

$$10.5 < b < 24.5$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$$

Vérification :

- $b \geq 20 \Rightarrow 30 > 20 \Rightarrow \text{CV}$
- $h \geq 30 \Rightarrow 35 > 30 \Rightarrow \text{CV}$
- $b < 1.4 \Rightarrow 1.167 < 1.4 \Rightarrow \text{CV}$

3.5.8.2 Evaluation des charges :

pois propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = b * h * \gamma_{\text{bton}}(\text{KN/m})$$

$$G_{pp} = 0.30 * 0.35 * 25 = 2,625 \text{KN/m}$$

Poids propre du mur extérieur :

$$G_{mur} = (h_e - 0,35) * G_{mur.\text{extrieure}}(\text{kN/m})$$

$$G_{mur} = ((306 * 0,01) - 0,35) * 1,955 = 5,406$$

$$G_{mur} = 5,406$$

3.5.8.3 Réaction provenant du palier et de la paillasse :

Paillasse :

Tab. 3.35 : Réaction de la paillasse

A l'ELU	Valeur	A l'ELS	Valeur
$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (kN/m)	14.847	$q_{ser} = G + Q$ (kN/m)	10.72
$R_u = q_u \times L/2$ (kN)	17.816	$R_{ser} = q_{ser} \times L/2$ (kN)	12.864

Palier :

Tab. 3.36 : Réaction de la Palier

A l'ELU	Valeur	A l'ELS	Valeur
$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ (kN/m)	10,635	$q_{ser} = G + Q$ (kN/m)	7,6
$R_u = q_u \times L/2$ (kN)	6,381	$R_{ser} = q_{ser} \times L/2$ (kN)	4,560

Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 * (G_{pp} + G_{mur}) + R_{u, paillasse} + R_{u, palier} (kN)$$

$$q_u = 1,35 * (2,625 + 5,406) + 17,816 + 6,381$$

$$q_u = 35,040 kN$$

A l'ELS :

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{ser, paillasse} + R_{ser, palier} (kN)$$

$$q_{ser} = 2,625 + 5,406 + 12,864 + 4,560$$

$$q_{ser} = 25,455 kN$$

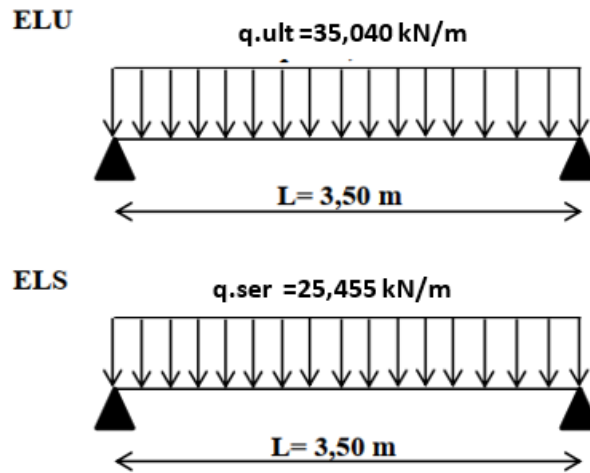


Fig. 3.35 : Le schéma statique de la poutre palière

3.5.8.4 Calcul les sollicitations de la poutre palière :

Tab. 3.37 : Sollicitations de la poutre palière

	Equation	A l'ELU	A l'ELS
	$M_0 = q \times \frac{L^2}{8}$ (kN·m)	53.655	38.979
Sur appuis :	$Ma = 0.4 \times M_0$ (kN·m)	21.462	15.591
Sur travée :	$Mt = 0.8 \times M_0$ (kN·m)	42.924	31.183

3.5.8.5 Ferrailage de la poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, avec :

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

$$d=h-2*c=35-2*2=31\text{cm}=0,31\text{m}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = 0.105$$

$$\mu = 0.105 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0.139$$

$$\beta = 0.8 \times \alpha$$

$$\beta = 0.111$$

$$A_s = \frac{\beta \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_s} (\text{cm}^2)$$

$$A_s = 4.215 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14=4,62cm²

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0.068$$

$$\beta = 0.8 \times \alpha$$

$$\beta = 0.054$$

$$A_s = \frac{\beta \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_s} (\text{cm}^2)$$

$$A_s = 2.046 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14=4.62cm²

3.5.8.6 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} (\text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 1.123 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,62\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,123\text{cm}^2 \Rightarrow CV$

Sur appuis : $A_s = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,123\text{cm}^2 \Rightarrow CV$

3.5.8.7 Vérification des armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 en tout section.

$$\begin{aligned}A_{minRPA} &= 0,5 * b * h \\A_{minRPA} &= 0.5/100 * 30 * 35 \\A_{minRPA} &= 5,25cm^2 \\A_s &= 3\phi14 + 3\phi14 = 2 * 4.62 = 9.24cm^2 \\A_s &= 9.24cm^2 > A_{minRPA} = 5.25cm^2 \Rightarrow CV\end{aligned}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{aligned}\text{zone courante : } A_{maxRPA} &= 4 * b * h \\A_{maxRPA} &= 4/100 * 30 * 35 \\A_{maxRPA} &= 42cm^2 \\A_{strave} &= 3\phi14 + 3\phi14 \\A_{strave} &= 9,24cm^2 \\A_{strave} &= 9,24cm^2 < A_{max} = 42cm^2 \Rightarrow CV\end{aligned}$$

3.5.8.8 Armature transversale :

D'après le BAEL 91 :

$$\begin{aligned}\phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \text{ (mm)} \\ \phi_t &\leq 10 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

Donc, On adopte un cadre de $\phi=8\text{mm}$

3.5.8.9 Espacement :

zone nodale :

$$\begin{aligned}S_t &\leq \min h/4; 10 * \phi_t; 30cm \\ S_t &\leq \min 35/4; 10 * 1.4; 30 \\ S_t &\leq \min 8,75; 14; 30cm \\ S_t &\leq 8,75cm \\ \text{On prend } S_t &= \mathbf{8 \text{ cm}}\end{aligned}$$

zone courante :

$$\begin{aligned}S_t &\leq h/2 = 35/2 = 17,5cm \\ \text{On prend } S_t &= \mathbf{15 \text{ cm}}\end{aligned}$$

3.5.8.10 La section d'armatures transversales :

$$\begin{aligned}A_t &\geq 0.4 * b * s_t / f_e \\ \text{on adopte } A_t &= 2\phi \mathbf{8} = \mathbf{1,01 \text{ cm}^2} \\ A_t &\geq 0.4 * b * s_t / f_e \\ A_t &\geq 0.4 * 30 * 8/400 \\ A_t &\geq 0.24cm^2 \\ A_t &= 1.01cm^2 > 0.24cm^2 \Rightarrow CV\end{aligned}$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 * s * b = 0.003 * 8 * 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

- Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003 :

$$L = 2 * h = 2 * 35 = 70 \text{ cm}$$

D'après BAEL91, l'espacement doit vérifier :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min(0.9 * d; 40 \text{ cm}) \\ S_t = 15 \text{ cm} &\leq \min(0.9 * 0.9 * 35; 40 \text{ cm}) \\ S_t = 15 \text{ cm} &\leq \min(28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \\ S_t = 15 \text{ cm} &\leq 28, 35 \text{ cm} \Rightarrow CV \end{aligned}$$

3.5.8.11 Vérification a L'ELS :

Si les conditions suivantes sont applicables :

- la section est rectangulaire. $\Rightarrow CV$
- Soumise à la flexion simple. $\Rightarrow CV$
- Les aciers utilisé feE400. $\Rightarrow CV$
- la fissuration est préjudiciable. $\Rightarrow CV$

Donc, il faut vérifier :

3.5.8.12 Les contraintes maximales du béton :

$$\begin{aligned} \alpha &\leq \left(\frac{\delta - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \\ \delta &= \frac{M_u}{M_{ser}} \end{aligned}$$

En travée :

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{42,924}{31,183} \\ \delta &= 1,377 \\ \alpha &\leq \left(\frac{1,377 - 1}{2} \right) + \frac{25}{100} \\ \alpha &\leq 0,438 \\ \alpha = 0,139 &< 0,438 \Rightarrow CV \end{aligned}$$

Sur appuis :

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{21,462}{15,591} \\ \delta &= 1,377 \\ \alpha &\leq \left(\frac{1,377 - 1}{2} \right) + \frac{25}{100} \\ \alpha &\leq 0,438 \\ \alpha = 0,054 &< 0,438 \Rightarrow CV \end{aligned}$$

3.5.8.13 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b * d} \text{ (MPa)} \\ \tau_u &= \frac{24.197 * 10^{-3}}{30 * 0.01 * 31 * 0.01} \\ \tau_u &= 0,260 \end{aligned}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \\ \bar{\tau}_u &= 3,333 \\ \tau_u = 0,260 &\leq \bar{\tau}_u = 3,333 \Rightarrow CV \end{aligned}$$

3.5.8.14 Vérification de la flèche :

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

$$0,100 \geq 0,0625 \Rightarrow CV$$

$$\frac{H}{L} \geq \left(\frac{M_t}{10 * M_0} = 0,8 \frac{M_0}{10 * M_0} \right)$$

$$0,100 \geq 0,08 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$0,005 \leq 0,011 \Rightarrow CV$$

3.5.8.15 Calcule la poutre palière à la torsion :

$$M_T = \frac{t_u \times b}{2} \text{ (kN,m)} \quad (3.102)$$

$$M_T = \frac{21,197 \times 0,3}{2}$$
$$M_T = 3,178$$

3.5.8.16 Calcul de la contrainte de la torsion :

$$\tau_u, T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} \text{ (MPa)} \quad (3.103)$$

e : Épaisseur de la section creuse.

Ω : Aire de contour tracé à mi épaisseur des parois.

$$e = h/6 \text{ (cm)} \Rightarrow 5,833 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) \text{ (cm}^2\text{)} \quad (3.104)$$

$$\Omega = 704,861 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u, T = 0,441 \text{ MPA}$$

3.5.8.17 Calculer la contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{cis}} = \frac{T_u}{b \times d} \text{ (MPa)} \quad (3.105)$$

$$0,260$$

3.5.8.18 Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_u^2 + T_{\text{cis}}^2 \leq \tau_{\text{eff}}^2 \quad (3.106)$$

$$0,441^2 + 0,260^2 \leq 3,333^2 \quad 0,263 \leq 11,111 \Rightarrow CV$$

3.5.8.19 Les armatures nécessaires de la torsion :

Armature longitudinale :

$$U = 2 \times ((h - e) + (b - e)) \text{ cm}^2 \quad (3.107)$$

$$U = 106,667 \text{ cm}^2$$

U :Périmètre de la section efficace.

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ cm}^2 \quad (3.108)$$

$$A_l = (106,667 \times 3,630 \times 1000) / (2 \times 704,861 \times 347,826)$$

$$A_l = 0,790 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12=2.26cm²

3.5.8.20 Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ cm}^2 \quad (3.109)$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(27.9; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 27.9 \text{ cm}$$

On adopte : St=25cm

$$A_t = \frac{3.630 \times 25 \times 10^3}{2 \times 704.861 \times 347.826}$$

$$A_t = 0,185 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA8=1.01cm²

3.5.8.21 Schéma de ferrailage :

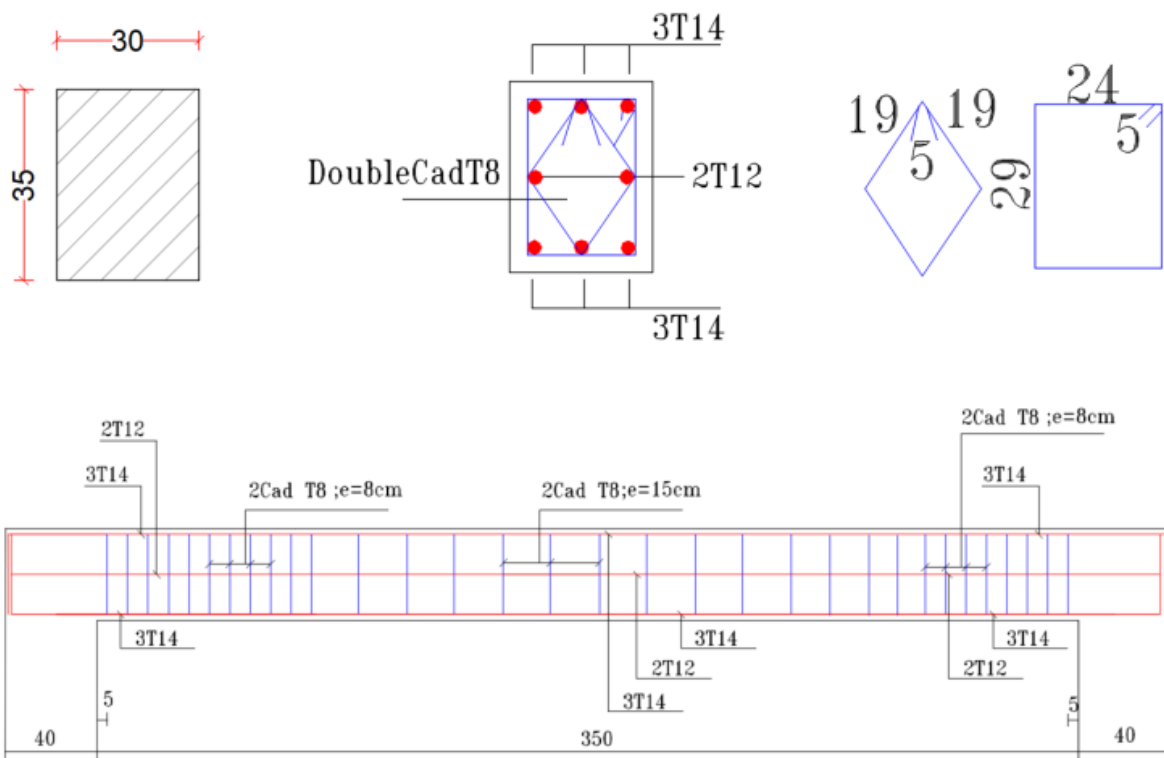


Fig. 3.36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre 4

Calcul sismique

4.1 Introduction :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale. Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures para-sismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception para-sismique à comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Para-sismique Algérien (RPA 99/2003) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations imposées par un séisme modéré.

4.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.3 Critères de classification (CH III RPA99/2003)

C'est l'ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

4.4 Classification des zones sismiques (A 3.1 RPA99/2003) :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 :sismicité négligeable.
- ZONE I :sismicité faible.
- ZONE IIa :sismicité moyenne.
- ZONE IIb :sismicité moyenne.
- ZONE III :sismicité élevée.

Le présent projet consiste en la réalisation de 28 logements avec commerces implanté à la commune de EMJEZ EDCHICH wilaya de SKIKDA; classée comme une région de moyenne sismicité en zone IIa par le complément du règlement para-sismique algérien 99 révisé 2003.

4.5 Classification des ouvrages selon leur importance (A 3.2 RPA99/2003)

: Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Selon RPA99/2003 les ouvrages sont classés en quatre groupes :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.
- groupe 1B : Ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

L'ouvrage est un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m, donc le bâtiment est classé en Groupe 2 (ouvrage courants ou d'importance moyene).

4.6 Classification des sites (A 3.3 RPA99/2003) :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui constituent :

- Catégorie S1 : Site rocheux.
- Catégorie S2 : Site ferme.
- Catégorie S3 : Site meuble.
- Catégorie S4 : Site très meuble.

Selon RPA99/2003 le tableau 3.2 : Classification des sites \Rightarrow **Catégorie du site de ce projet : S3**

le tableau 4.7 : Valeur de T_1 et T_2 (s) :

$$T_1 = 0.15 \text{ et } T_2 = 0.50$$

4.7 Classification des systèmes de contreventement (A 3.4 RPA99/2003) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de

dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. La structure concernée de cette étude est contreventée par : le système 2 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé), ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

4.7.1 Coefficient de comportement globale de la structure :

Portique autostable avec remplissage en maçonnerie rigide, donc : $R=3,5$

4.8 Classification des ouvrages selon leur configuration (A3.5 RPA99/2003)

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

4.8.1 Régularité en plan :

a1 ⇒ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. On a une symétrie dans le sens Y mais n'est pas symétrie dans le sens X.

Suivant x-x ⇒ CNV
 Suivant y-y ⇒ CV

a2 ⇒ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Selon l'ETABS, les résultats sont les suivantes : avec ($L_x=22.9m$ et $L_y=10.5m$)

$$EX = (e_x / L_y) * 100 \tag{4.1}$$

$$EY = (e_y / L_x) * 100 \tag{4.2}$$

Tab. 4.1 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens x-x

Étage	X_{CCM} (m)	X_{CR} (m)	e_x (m)	L_y	$\leq 15\%L_y$ (m)	Vérifier
5	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
4	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
3	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
2	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
1	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
RDC	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV
S.S	11.3	11.3	0	10.5	1.575	CV

Tab. 4.2 : Distance entre le centre des masses et des rigidités sens y-y

Étage	Y_{CCM} (m)	Y_{CR} (m)	e_y (m)	L_x	$\leq 15\%L_y$ (m)	Vérifier
5	3.865	5.104	1.240	22.9	3.435	CV
4	3.895	5.278	1.382	22.9	3.435	CV
3	3.917	5.517	1.600	22.9	3.435	CV
2	3.917	5.853	1.936	22.9	3.435	CV
1	3.917	6.311	2.394	22.9	3.435	CV
RDC	3.914	6.910	2.996	22.9	3.435	CV
S.S	4.449	6.837	2.388	22.9	3.435	CV

Suivant x-x $\Rightarrow CV$

Suivant y-y $\Rightarrow CV$

a3 \Rightarrow 1) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

2) La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3,1 \Rightarrow

$$\text{longueur/largeur} < 4$$

$$\text{Suivant : x-x} \Rightarrow 2,181 < 4 \Rightarrow CV$$

$$\text{Suivant : y-y} \Rightarrow 2,181 < 4 \Rightarrow CV$$

a3,2 \Rightarrow

$$l_1 + l_2/L \leq 0,25$$

$$\text{Suivant : } x - x(1.5 + 1.5)/10.5 = 0,286 \leq 0.25 \Rightarrow CNV$$

$$\text{Suivant : } y - y/ \Rightarrow CV$$

a4 \Rightarrow 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.

$$\text{surface plancher} = S_p = 14,44 + (15,21 + 14,82 + 21,45 + 20,9) * 2 = 159,2$$

$$\text{surface escalier} = S_e = 3.8 * 3.9 = 14,82$$

$$S_e/S_p = 14.82/159.2 = 0.093 < 15\% = 0.15 \Rightarrow CV$$

Le critère de régularité en plan a1 et a3,2 ne sont pas satisfait (CNV) dans la direction x-x donc :

le bâtiment est classé irrégulier en plan dans la direction x-x ,mais est régulier en plan dans la direction y-y.

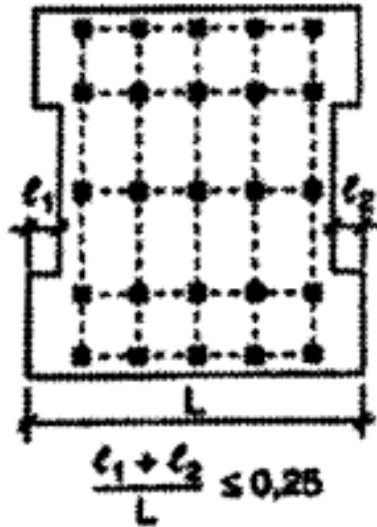


Fig. 4.1 : Limites des décrochements en plan

4.8.2 Régularité en élévation (A3.5.1.b RPA99/2003) :

b1 ⇒ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. ⇒ CV

b2 ⇒ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$RPS\ 2000\ [A.4.3.1.1] = K_i / (K_{i-1}) \leq 30\% \quad (4.3)$$

$$RPS\ 2000\ [A.4.3.1.1] = M_i / (M_{i-1}) \leq 15\% \quad (4.4)$$

$$masse(kN) = (masse'kg' * 9,80665 / 1000) \quad (4.5)$$

Tab. 4.3 : Rigidités et masses des étages

Étages	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)	Masse (kg)	Masse (kN)
e5	336117.332	674018.964	67614.83	663.075
e4	665278.051	1361911.96	103227.14	1012.312
e3	890451.392	1943321.42	103735.73	1017.300
e2	1117288.65	2519374.13	103735.73	1017.300
e1	1352737.04	3165462.77	103735.73	1017.300
rdc	1691196.92	3463491.13	115436.97	1132.050
s.s	11023580.6	8139071.2	133725.58	1311.400

Vérifications la diminution des rigidités :

Tab. 4.4 : la diminution des rigidités

Étages	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)	$\frac{k_i}{k_{i-1}}$ suivant $x - x$	$\leq 30\%$	$\frac{k_i}{k_{i-1}}$ suivant $y - y$	$\leq 30\%$
e5	336117.332	674018.964	-	-	-	-
e4	665278.051	1361911.96	0.49477165	cnv	0.505093586	cnv
e3	890451.392	1943321.42	0.2528755	cv	0.299183374	cv
e2	1117288.65	2519374.13	0.203024758	cv	0.228649133	cv
e1	1352737.04	3165462.77	0.174053333	cv	0.204105588	cv
rdc	1691196.92	3463491.13	0.200130379	cv	0.086048541	cv
s.s	11023580.6	8139071.2	0.846583703	cnv	0.574461134	cnv

Donc \Rightarrow CNV

Vérfications la diminution des Masses :

Tab. 4.5 : la diminution des Masses

Étages	Masse (kN)	$\frac{M_i}{M_{i-1}}$	$\leq 15\%$
e5	663.075	-	-
e4	1012.312	0.344989796	cnv
e3	1017.300	0.004902747	cv
e2	1017.300	0	cv
e1	1017.300	0	cv
rdc	1132.050	0.101364753	cv
s.s	1311.400	0.136762241	cv

Donc \Rightarrow CNV

b3 \Rightarrow Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

b4 \Rightarrow Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

4.8.3 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

4.8.3.1 Centre de gravité des masses :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment .

Tab. 4.6 : Centre de masse pour chaque étage

Étage	X_{CCM} (m)	Y_{CCM} (m)
5	11.3	3.865
4	11.3	3.895
3	11.3	3.917
2	11.3	3.917
1	11.3	3.917
RDC	11.3	3.914
S.S	11.3	4.449

4.8.3.2 Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

- Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) provoquent une translation sur la structure sans mouvement de rotation.
- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Tab. 4.7 : Centre de rigidité pour chaque étage

Étage	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)
5	11.3	5.104
4	11.3	5.278
3	11.3	5.517
2	11.3	5.853
1	11.3	6.311
RDC	11.3	6.910
S.S	11.3	6.837

4.8.3.3 Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

Tab. 4.8 : Excentricité théorique

Étage	e_{xth} (m)	e_{yth} (m)
5	0.00	1.240
4	0.00	1.382
3	0.00	1.600
2	0.00	1.936
1	0.00	2.394
RDC	0.00	2.996
S.S	0.00	2.388

4.8.3.4 Excentricité accidentelle (A 4.2.7 RPA99/2003) :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$e_{ax} = 0.05 * L_x \quad (4.6)$$

Donc :

$$e_{ax} = 0.05 * 22 : 9 = 1.145m$$

$$e_{ay} = 0.05 * L_y \quad (4.7)$$

Donc :

$$e_{ay} = 0.05 * 10.5 = 0.525m$$

4.8.3.5 Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 RPA99/2003) :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tab. 4.9 : Excentricité accidentelle

Étage	$e_{ax}(m)$	$e_{ay}(m)$
5	1.145	0.525
4	1.145	0.525
3	1.145	0.525
2	1.145	0.525
1	1.145	0.525
RDC	1.145	0.525
S.S	1.145	0.525

4.8.3.6 Excentricité retenue :

on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

$$e_x = e_{xth} + e_{ax}$$

$$e_x = e_{xth} - e_{ax}$$

$$e_y = e_{yth} + e_{ay}$$

$$e_y = e_{yth} - e_{ay}$$

les résultats sont résumés sur le tableau :

Tab. 4.10 : Excentricité à retenir

Étages	$e_{xth} + e_{ax}$	$e_{xth} - e_{ax}$	$e_{yth} + e_{ay}$	$e_{yth} - e_{ay}$	e_x retenue	e_y retenue
e5	1.145	-1.145	1.765	0.715	1.145	1.765
e4	1.145	-1.145	1.907	0.857	1.145	1.907
e3	1.145	-1.145	2.125	1.075	1.145	2.125
e2	1.145	-1.145	2.461	1.411	1.145	2.461
e1	1.145	-1.145	2.919	1.869	1.145	2.919
RDC	1.145	-1.145	3.521	2.471	1.145	3.521
S.S	1.145	-1.145	2.913	1.863	1.145	2.913

4.8.3.7 Test de convergence :

Lors d'un calcul élément finis, il est impératif de rendre les résultats indépendant des maillage, ainsi il est procédé au test de convergence en raffinant successivement la discrétisation jusqu'à ce que les résultats obtenues changent peu significativement.

Pour chaque densité de maillage, on a relevé les déplacement tel que préconisés sur le tableau :

Tab. 4.11 : Test de convergence

test	1	2	3	4	5	6	7	8
Maillage	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
Déplacement (Ex)	23.563	23.562	23.713	24.317	24.663	24.872	25.376	25.700
Déplacement (Ey)	10.474	10.461	10.469	10.489	10.499	10.510	10.526	10.543

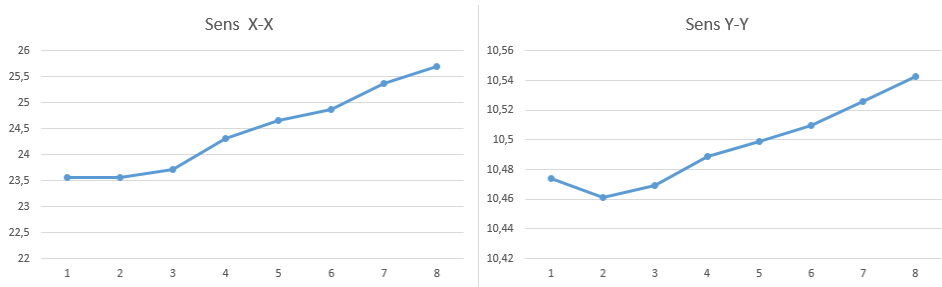


Fig. 4.2 : Test de convergence

4.9 Règle de calcul(RPA99/2003 CH 4) :

4.9.1 Méthode utilisables (A.4.1.1 RPA99/2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.9.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (A.4.1.2 RPA99/2003) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au (chapitre III, paragraphe 3.5)du RPA99/2003 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III .

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière, on a des conditions supplémentaires :

Zone I :

- tous les groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveau ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveau ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveau ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveau ou 08m.

Le bâtiment concerné de cette étude est classé irrégulier en plus, il est planté en zone IIa de hauteur 22.78m. Donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable

4.9.2 Méthodes dynamiques (A.4.1.3 RPA99/2003) :

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4.10 Méthode statique équivalente (A 4.2 RPA99/2003) :

La seule raison d'appliquer la méthode statique équivalente pour ce bloc est de satisfait les prescriptions du RPA99/2003(A.4.3.6) .

4.10.1 principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieurs aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme major pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

4.10.2 Calcul de la force sismique (A 4.2.3 RPA99/2003) :

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \quad (4.8)$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- W : Poids total de la structure.

4.10.2.1 Coefficient d'accélération de zone A (Tableau 4.1 RPA99/2003) :

Suivant le tableau (4.1) RPA99/2003 on a :

- zone IIa (skikda)
- L'importance de l'ouvrage groupe 2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne)

Donc : $A=0.15$

4.10.2.2 Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003) :

La valeur de ξ % est donnée par :

On a le contreventement est mixte voiles-portiques.

donc : $\xi = 10$ %

4.10.2.3 Facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 RPA99/2003) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (4.9)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0.7$$
$$\eta = 0,764 \geq 0.7 \Rightarrow CV$$

4.10.2.4 Périodes caractéristiques associées au site (tableau 4.7 RPA99/2003) :

Le site est meuble : S3 Donc :

$$\begin{aligned} T1(s) &= 0.15s \\ T2(s) &= 0.5s \end{aligned}$$

4.10.2.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99/2003 A.4.2.4) :

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.

$$T = C_t \cdot (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (4.10)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, de type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Bâtiment d'habitation donc portique auto-stable en béton armé ou acier avec remplissage en maçonnerie.

$$C_T = 0.05$$

$$h_n(\text{hauteur de bâtiment avec sous sol}) = 22,78 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times 22.78^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.521 \text{ s}$$

Pour le calcul selon les deux directions X et Y on a :

$$T_x = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{D_X}} \quad (4.11)$$

$$D_X = Lx(m) \Rightarrow D_X = 22,9m$$

$$D_Y = Ly(m) \Rightarrow D_Y = 10,5m$$

$$T_x = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{D_X}} \Rightarrow T_x = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{22.9}}$$

$$T_y = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = \frac{h_n \times 0.09}{\sqrt{10.5}}$$

$$T_x = 0.428$$

$$T_y = 0.633$$

donc : La période fondamentale

$$T_x = \min(0.428s; 0.521s) = 0.428s$$

$$T_y = \min(0.633s; 0.521s) = 0.521s$$

Tab. 4.12 : La période fondamentale

Sens	T(s)
x-x	0.428
y-y	0.521

4.10.2.6 Vérification de la période fondamentale de la structure (A.4.2.4 n 4 RPA99/2003) :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

La période choisie pour le calcul du facteur D est :

Si :

- $T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T = T_{analytique}$
- $T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 * T_{empirique} \Rightarrow T = T_{empirique}$
- $T_{analytique} \geq 1.3 * T_{empirique} \Rightarrow T = 1.3 * T_{empirique}$

les résultats obtenus est affiche dans le tableau suivant :

Tab. 4.13 : La période fondamentale

Sens	$T_{empirique}$	$T_{analytique}$	$1.3 * T_{empirique}$	la période choisie	$T_{analytique} \leq 1.3 * T_{empirique}$
x-x	0.428	0.238	0.557	$(T_x = 0.238 \text{ s})$	CV
y-y	0.521	0.166	0.678	$(T_y = 0.166 \text{ s})$	CV

4.10.2.7 Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.12)$$

\Rightarrow sens x-x

$$0 \leq T_x = 0.428s \leq T_2 = 0.5s$$

Donc :

$$\begin{aligned} D_x &= 2.5 * \eta \\ D_x &= 2.5 * 0.764 \\ D_x &= 1.909 \end{aligned}$$

\Rightarrow sens y-y

$$T_2 = 0.5s \leq T_y = 0.633s \leq 3s$$

Donc :

$$\begin{aligned} D_y &= 2.5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \\ D_y &= 2.5 \cdot 0.764 \cdot \left(\frac{0.5}{0.521}\right)^{\frac{2}{3}} \\ D_y &= 1,857 \end{aligned}$$

Tab. 4.14 : La facteur d'amplification dynamique moyen fondamentale

Sens	D
x-x	1.909
y-y	1,857

4.10.2.8 Coefficient de comportement R (tableau 4.3 RPA99/2003) :

(page 28 RPA99/2003) et suivant le tableau (4.3 RPA99/2003) :

Portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie rigide donc :

$$R=3.5$$

4.10.2.9 Facteur de qualité Q (tableau 4.4 RPA99/2003) :

le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_i P_q \quad (4.13)$$

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité "q" CV ou non".

- **Sens x-x :**

1- Conditions minimales sur les files de contreventement :

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

\Rightarrow 3 fils à 2 travées < 3travées \Rightarrow CNV

$\Rightarrow \left(\frac{\text{La portée max}}{\text{La portée min}} \right) \leq 1.50 \Rightarrow (5.5/3.8=1.447 \leq 1.5) \text{ et } (5.5/3.9=1.410 \leq 1.5) \Rightarrow CV$

Donc ce critère est non observé

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

$$(\text{Le grand } L_x=5.5\text{m/le petite } L_x=3.8) \leq 1.5$$

$$\left(\frac{\text{Valeur max espacement}}{\text{Valeur min espacement}} \right) \leq 1.50 \Rightarrow 5.5/3.8 = 1.447 \leq 1.5 \Rightarrow CV$$

Donc ce critère est observé

Régularité en plan :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé irrégulier en plan.

Donc ce critère est non observé

Régularité en élévation :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé irrégulier en plan.

Donc ce critère est non observé

Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

ce critère non observé

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

ce critère non observé

donc les résultats dans ce tableau :

Tab. 4.15 : Facteur de qualité Q suivant x-x

suivant x-x	Observation	Valeur
Condition minimal sur les fils de contreventement	non observée	0,05
Redondance en plan	observée	0
Régularité en plan	non observée	0,05
Régularité en élévation	non observée	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	non observée	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non observée	0,1
	la somme	0,3
	$Q_x = 1 + \sum P_q$	1,3

- **Sens y-y** : la même chose
donc les résultats dans ce tableau :

Tab. 4.16 : Facteur de qualité Q suivant y-y

suivant y-y	Observation	Valeur
Condition minimal sur les fils de contreventement	observée	0
Redondance en plan	observée	0
Régularité en plan	observée	0
Régularité en élévation	non observée	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	non observée	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non observée	0,1
	la somme	0,2
	$Q_x = 1 + \sum P_q$	1,2

4.10.2.10 Poids total de la structure (page 30 RPA99/2003) :

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

Suivant l'équation (4.5) du RPA99/2003

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (4.14)$$

avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \quad (4.15)$$

Avec :

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003).

Concernant ce projet on a un bâtiment à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est : $\beta = 0 : 20$

Le poids total de la structure a été calculé pour chaque niveau, et les valeurs de chaque niveau sont présentées sur le tableau :

Tab. 4.17 : Le poids total de la structure

Niveau	W (kg)	W (kN)
e5	67614.83	663.075
e4	103227.14	1012.312
e3	103735.73	1017.300
e2	103735.73	1017.300
e1	103735.73	1017.300
RDC	115436.97	1132.050
S.S	133725.58	1311.400
La somme	731211.71	7170.737

Donc le poids total est : $W_{total} = 7170.737 \text{ kN}$

4.10.3 La force sismique à la base est :

• Sens x-x :

$$V_x(\text{statique}) = \frac{0.15 \times 1.909 \times 1.3 \times 7170.737}{3.5}$$

$$V_x = 762.832 \text{ kN}$$

• Sens y-y :

$$V_x(\text{statique}) = \frac{0.15 \times 1.857 \times 1.2 \times 7170.737}{3.5}$$

$$V_x = 684.789 \text{ kN}$$

4.10.3.1 Sismique coefficient :

$$C_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad (4.16)$$

$$\text{Sens x-x : } C_s = \frac{0.15 \times 1.909 \times 1.3}{3.5} = 0.106$$

$$\text{Sens y-y : } C_s = \frac{0.15 \times 1.857 \times 1.2}{3.5} = 0.095$$

4.11 Méthode d'analyse modale spectrale (A.4.3 RPA99/2003) :

4.11.1 Principe (A.4.3.1 RPA99/2003) :

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.11.2 Modélisation (A.4.3.2 alinéa' RPA99/2003) :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

4.11.2.1 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.. etc), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

⇒ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux noeuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par noeud.

⇒ Les voiles ont été modélisés par des éléments « Shell » à quatre noeuds.

⇒ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

⇒ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membraneuses.

4.11.2.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés :

a- Le système global : ce système est défini par les axes X, Y, Z ; il peut être choisi comme le souhaite l'utilisateur. Le système global est utilisé pour définir les coordonnées des noeuds et pour donner la direction des charges.

b- Le système local : ce système est défini par les axes 1, 2, 3, il est spécifique à chaque élément. Il est utilisé pour la définition des charges locales et pour l'interprétation des efforts, et par conséquent l'interprétation des résultats.

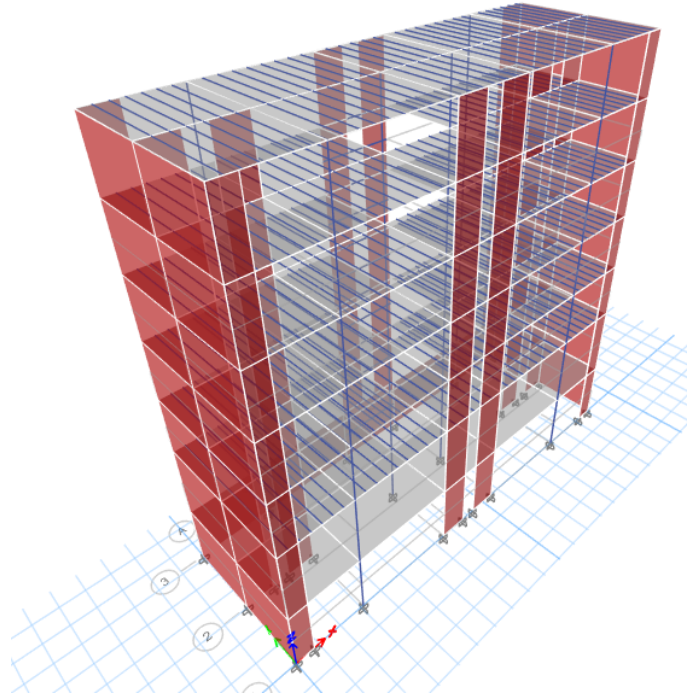


Fig. 4.3 : modélisation de la structure en 3D

4.11.3 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les éléments porteurs sont supposés encastrés au niveau des planchers c'est à dire pas de rotations des sections droites
 - les déformations de la structures sont indépendantes des efforts axiaux dans les éléments porteurs.
 - Les forces extérieures sont supposées horizontales et concentrés au niveau des planchers.

4.11.4 Spectre de réponse de calcul (A.4.3.3 RPA99/2003) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \frac{Q}{R} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.17)$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- η : facteur de correction d'amortissement
- ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)
- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)
- $T_1 T_2$: Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.
- Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

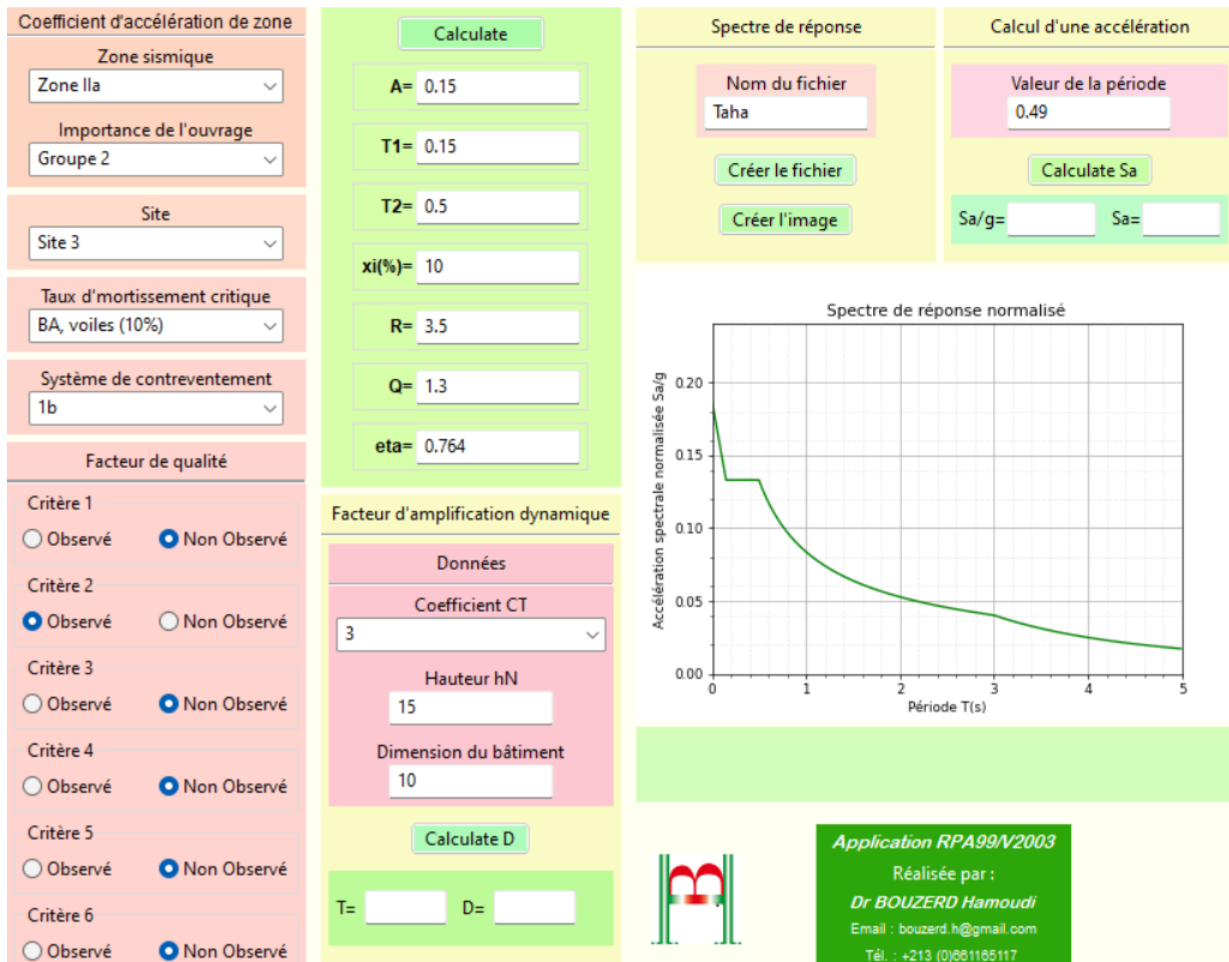


Fig. 4.4 : Spectre de réponse sens X-X

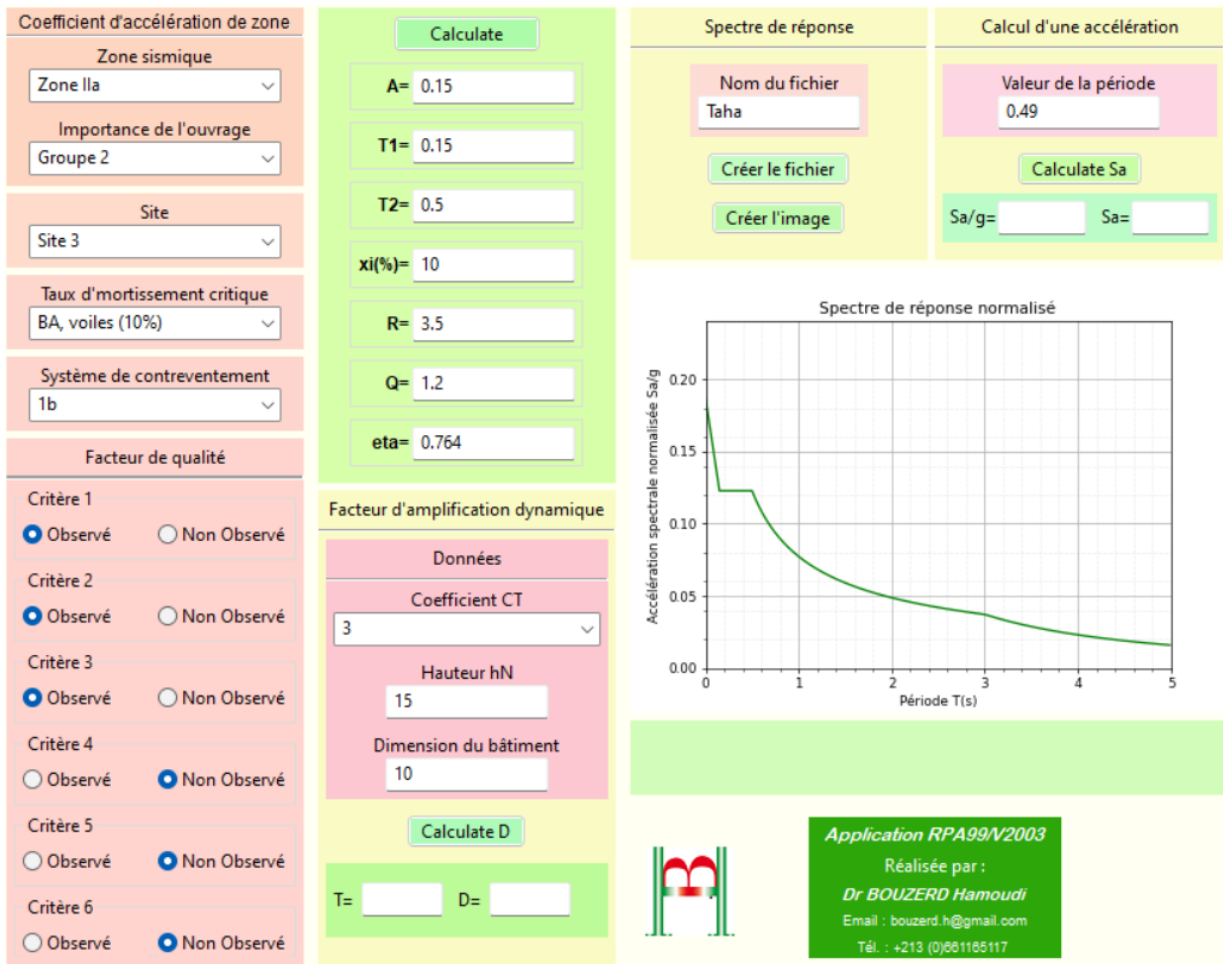


Fig. 4.5 : Spectre de réponse sens Y-Y

4.11.5 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Après plusieurs essais sur l'emplacement des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

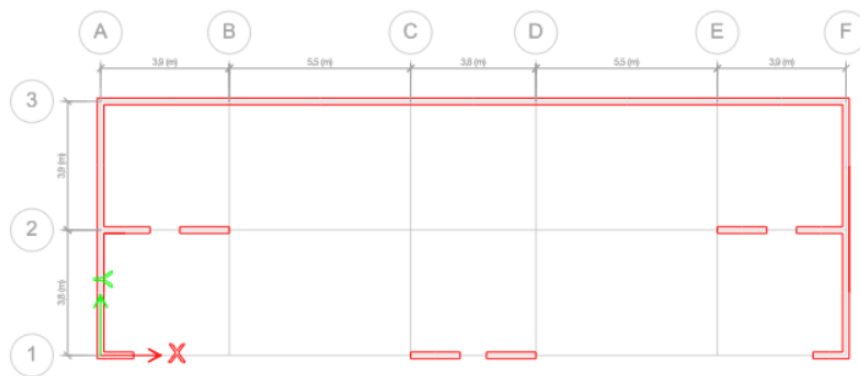


Fig. 4.6 : Disposition des voiles aux niveau sous-sol

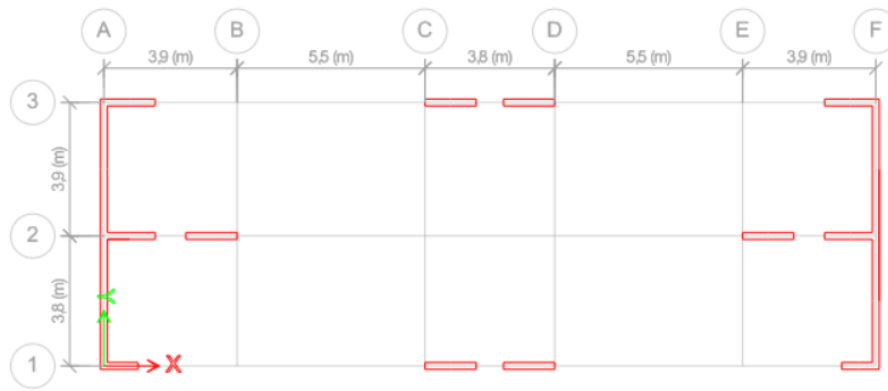


Fig. 4.7 : Disposition des voiles aux niveau des étages

Les trois premières modes de vibrations de la structure sont présentées ci après :

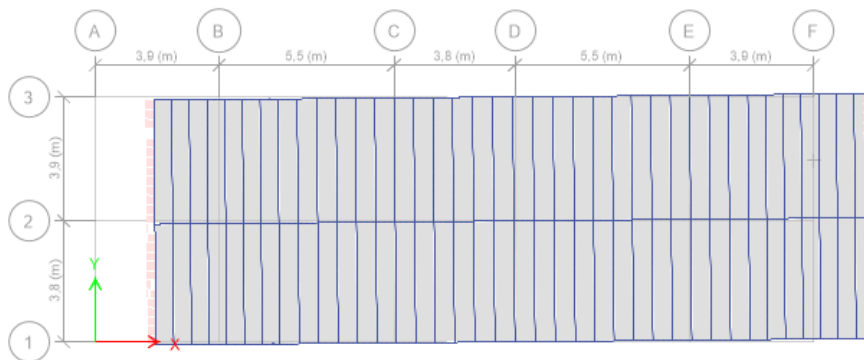


Fig. 4.8 : Comportement du 1er mode : Translation suivant X-X

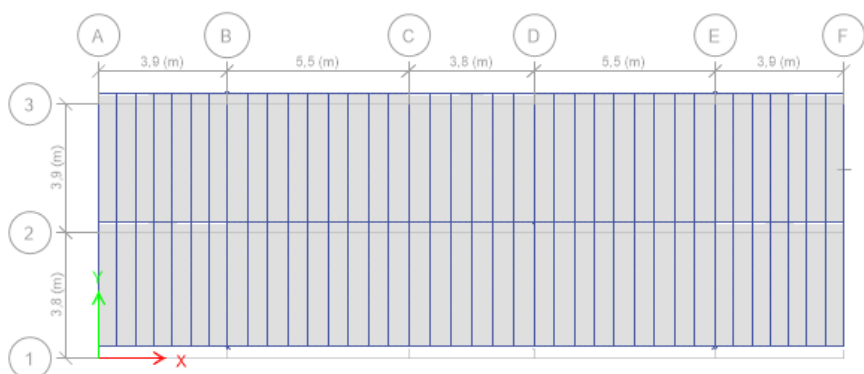


Fig. 4.9 : Comportement du 2ème mode : Translation suivant Y-Y

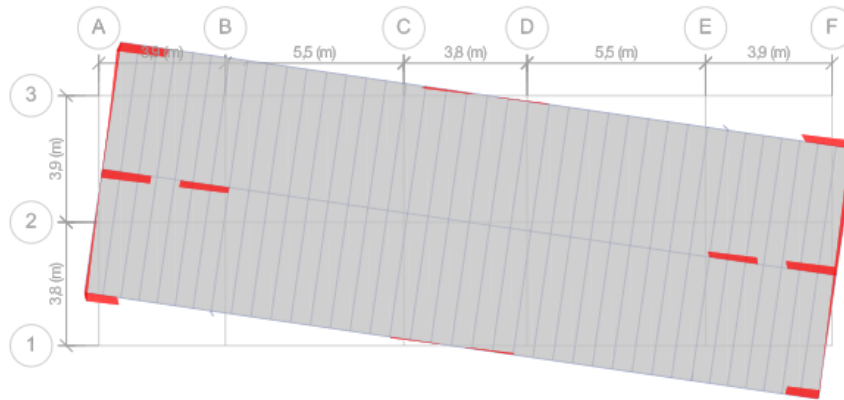


Fig. 4.10 : Comportement du 3ème mode : Rotation

4.11.6 COMBINAISONS D' ACTIONS (A.5.2 RPA99/2003) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul dans cette étude sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right. \quad (4.18)$$

avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

4.11.7 Vérification spécifiques(A.7.4.3 RPA99/2003) :

4.11.7.1 Sollicitations normales(A.7.4.3.1 RPA99/2003)

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \quad (4.19)$$

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Poteaux rectangulaire(40cm*35cm) :

4.11.7.2 Sollicitations tangentes (A.7.4.3.2 RPA99/2003) :

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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (4.20)$$

Tab. 4.18 : Vérification d'effort normal réduit

Étages	a (cm)	b (cm)	B = a*b (cm ²)	f_{c28} (MPa)	N_d (kN)	ν	$\nu \leq 0.3$
S.S	40	35	1400	25	1052.771	0.30	CV
RDC	40	35	1400	25	830.828	0.24	CV
E1	40	35	1400	25	678.576	0.19	CV
E2	40	35	1400	25	533.658	0.15	CV
E3	40	35	1400	25	392.696	0.11	CV
E4	40	35	1400	25	254.472	0.07	CV
E5	40	35	1400	25	172.869	0.05	CV

où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et à 0,04 dans le cas contraire.

L'élançement géométrique est :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (4.21)$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d} \quad (4.22)$$

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.

4.11.8 Nombre des modes à considérer (A.4.3.4 RPA99/2003) :

a) 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.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad (4.23)$$

$$T_k \leq 0.20s \quad (4.24)$$

avec : N :est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le sens X et le sens Y :

Tab. 4.19 : Nombre des modes et les périodes dans le sens x-x et y-y

Case	Mode	Period (sec)	SumUX	SumUY
Modal	1	0.273	0.6748	0
Modal	2	0.169	0.6748	0.6999
Modal	3	0.129	0.6752	0.6999
Modal	4	0.073	0.8144	0.6999
Modal	5	0.041	0.8144	0.921
Modal	6	0.035	0.8551	0.921
Modal	7	0.032	0.8563	0.921
Modal	8	0.031	0.8563	0.9232
Modal	9	0.031	0.8565	0.9232
Modal	10	0.023	0.8868	0.9232
Modal	11	0.022	0.895	0.9232
Modal	12	0.022	0.895	0.9242
Modal	13	0.021	0.895	0.9751
Modal	14	0.021	0.9129	0.9751

Avec :

UX et UY :les masses modales effectives pour les modes dans la direction considérée.

4.11.9 Résultante des forces sismiques de calcul (A.4.3.6 RPA99/2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si :

$$V_t \geq 0.8 * V \quad (4.25)$$

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 * V/V_t$.

L'article 4,3,6 : ($V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{st}$)

Les résultats pour cet bâtiment sont :

Tab. 4.20 : $V_{dynamique}$

Fx(kN)	Fy(kN)
4842,035	5237,965

Tab. 4.21 : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{st}$

Sens	$V_{dynamique}$	$0.8 * V_{st}$	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{st}$
x-x	4842,035	610.265	CV
y-y	5237,965	547.831	CV

4.12 PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX MÉTHODES « STATIQUE » ET « DYNAMIQUE » (A.4.4 RPA99/2003) :

4.12.1 Stabilité au renversement (A.4.4.1 RPA99/2003) :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

4.12.1.1 Méthode statique équivalente :

Il n'est pas nécessaire de faire cette vérification car la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

4.12.1.2 Méthode modale spectrale :

$$M_{stabilisant}/M_{renversement} \geq 1.50 \quad (4.26)$$

avec :

Le moment de stabilisant : M_s :

$$M_s = \sum M_{si} = \sum W_i * x, y \quad (4.27)$$

Le moment de renversement : M_r :

$$M_r = \sum M_{ri} = \sum F_i * h_i \quad (4.28)$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon le hauteur : La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (4.29)$$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

$$\begin{aligned} T_x &= 0.428 < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \\ T_y &= 0.521 < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \end{aligned}$$

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - Ft) * W_i * h_i}{(\sum (W_i * h_i))} \quad (4.30)$$

● Suivant x-x :

● Suivant y-y :

Tab. 4.22 : Distribution de la résultante des forces sismiques suivant x-x

Étages	Wi	hi (m)	Wi*hi	Fi,x (kN)	V=Ft+∑Fi
E5	2318.262	22.78	52809.999	58042.334	58042.334
E4	4738.328	19.72	93439.836	102697.713	160740.047
E3	7184.653	16.66	119696.322	131555.653	292295.700
E2	9630.978	13.6	130981.301	143958.730	436254.429
E1	12077.303	10.54	127294.772	139906.945	576161.374
RDC	14753.128	7.48	110353.394	121287.042	697448.415
S.S	17496.845	3.4	59489.272	65383.379	762831.795
		∑	694064.897	762831.795	

Tab. 4.23 : Distribution de la résultante des forces sismiques suivant y-y

Étages	Wi	hi (m)	Wi*hi	Fi,y (kN)	V=Ft+∑Fi
E5	2318.262	22.78	52809.999	52104.180	52104.180
E4	4738.328	19.72	93439.836	92190.989	144295.169
E3	7184.653	16.66	119696.322	118096.551	262391.720
E2	9630.978	13.6	130981.301	129230.703	391622.423
E1	12077.303	10.54	127294.772	125593.445	517215.868
RDC	14753.128	7.48	110353.394	108878.494	626094.361
S.S	17496.845	3.4	59489.272	58694.183	684788.544
		∑	694064.897	684788.544	

Le moment d renversement suivant x-x :

Tab. 4.24 : Le moment d renversement suivant x-x

Étages	hi (m) à la base	EX	Fx = EX _i - EX _{i+1}	M _{r,xi} =Fx*hi (kN, m)
E5	22.78	147.544	147.544	3361.052
E4	19.72	309.828	162.284	3200.244
E3	16.66	435.155	125.3265	2087.939
E2	13.6	531.398	96.2436	1308.913
E1	10.54	604.142	72.7436	766.718
RDC	7.48	656.781	52.6386	393.737
S.S	3.4	666.578	9.7976	33.312
			∑	11151.915

Le moment d renversement suivant y-y :

Tab. 4.25 : Le moment d renversement suivant y-y

Étages	hi (m) à la base	EY	Fy = EY _i - EY _{i+1}	M _r .yi= Fy*hi (kN, m)
E5	22.78	144.010	144.0104	3280.557
E4	19.72	304.492	160.4811	3164.687
E3	16.66	414.972	110.4809	1840.612
E2	13.6	495.658	80.6852	1097.319
E1	10.54	565.023	69.3658	731.116
RDC	7.48	632.404	67.3801	504.003
S.S	3.4	672.558	40.154	136.524
			∑	10754.817

Le moment de stabilisant :

Tab. 4.26 : La charges permanent et exploitation

Charge permanente à la base (kN)	16886.111
Charge d'exploitation à la base (kN)	3053.670
Poids total ∑	19939.781

suivant x-x :

$$\begin{aligned}
 Y_g &= 6.910 \text{ (m)} \\
 M_s &= 19939.781 * 6.910 \\
 M_s &= 137781.891 \text{ kN.m} \\
 M_s/M_r &\Rightarrow 137781.891/11151.915 = 12.355 \geq 1.50 \Rightarrow CV
 \end{aligned}$$

suivant y-y :

$$\begin{aligned}
 X_g &= 11.300 \text{ (m)} \\
 M_s &= 19939.781 * 11.300 \\
 M_s &= 225319.523 \text{ kN.m} \\
 M_s/M_r &\Rightarrow 225319.523/10754.817 = 20.951 \geq 1.50 \Rightarrow CV
 \end{aligned}$$

4.13 JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ (CH5 RPA99/2003) :

4.13.1 JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA RÉSISTANCE (A.5.3.RPA99/2003) :

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d \quad (4.31)$$

Avec :

S_d :solicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

R_d :solicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

4.13.2 JUSTIFICATION VIS À VIS DE LA DUCTILITÉ (A.5.4 RPA99/2003) :

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent règlement sont appliquées.

Les différentes disposition constructives édictées par la réglementation (RPA 99 V 2003) sont appliquées rigoureusement , ce qui rend la disposition de l'article 5.4 satisfaite .

4.13.3 JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES (A.5.8 RPA99/2003) :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm \quad (4.32)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 (formule 4.19) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 12.555mm \\ \delta_2 &= 12.555mm \\ d_{min} &= 15mm + (12.555 + 12.555)mm \\ d_{min} &= 40.11mm \geq 40mm \Rightarrow CV \end{aligned}$$

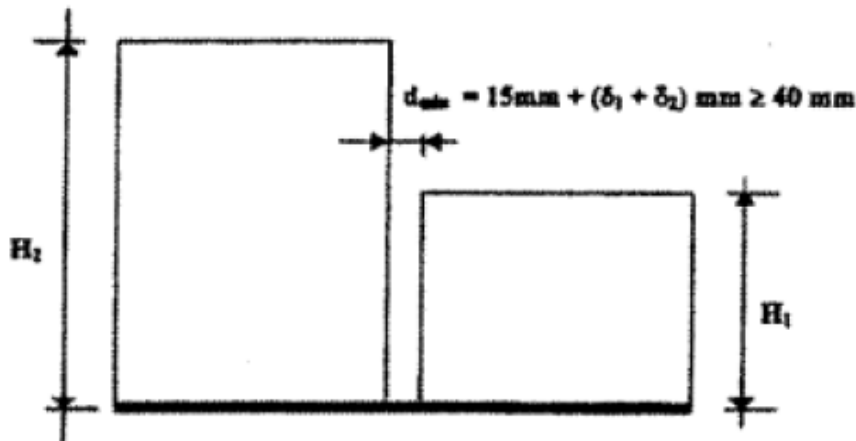


Fig. 4.17 : largeur minimum du joint sismique

Fig. 4.11 : largeur minimum du joint sismique

4.13.4 JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ (A.5.9 RPA99/2003) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad (4.33)$$

avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » :

$$P_k = \sum (W_{iG} + \beta * W_{iQ}) \quad (4.34)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$V_k = \sum F_i \quad (4.35)$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" .

h_k : hauteur de l'étage "k" .

- Suivant x-x :

Tab. 4.27 : L'EFFET P- Δ suivant x-x

Étages	h_k (mm)	P_k	V_k	Δ_k	θ_k	Observation
E5	3060	2318.262	147.541	1.722	0.009	CV
E4	3060	4738.328	309.827	1.943	0.010	CV
E3	3060	7184.653	435.154	2.135	0.012	CV
E2	3060	9630.978	531.397	2.212	0.013	CV
E1	3060	12077.303	604.143	2.114	0.014	CV
RDC	4080	14753.128	656.781	2.114	0.012	CV
S.S	3400	17496.845	666.578	0.315	0.002	CV

- Suivant y-y :

Tab. 4.28 : L'EFFET P- Δ suivant y-y

Étages	h_k (mm)	P_k	V_k	Δ_k	θ_k	Observation
E5	3060	2318.262	144.013	0.689	0.004	CV
E4	3060	4738.328	304.507	0.767	0.004	CV
E3	3060	7184.653	415.003	0.760	0.004	CV
E2	3060	9630.978	495.692	0.721	0.005	CV
E1	3060	12077.303	565.055	0.637	0.004	CV
RDC	4080	14753.128	632.448	0.658	0.004	CV
S.S	3400	17496.845	672.712	0.301	0.002	CV

4.13.5 JUSTIFICATION VIS À VIS DES DÉFORMATIONS (A.5.10 RPA99/2003) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe(4.4.3 RPA99/2003), ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k \leq 0.01 * h_{tage} \quad (4.36)$$

4.13.6 Calcul des déplacements (A.4.4.3 RPA99/2003) :

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

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (4.37)$$

δ_{ek} :déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R :coefficient de comportement.

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.38)$$

Il faut que : $\Delta_k < 1\%$ de la hauteur d'étage (**l'article 5.10**) :

4.13.6.1 Méthode statique équivalente :

Il n'est pas nécessaire de faire cette vérification car la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

4.13.6.2 Méthode modale spectrale :

Les résultats de déplacement et de vérification des déformation sont :

- Suivant x-x :

Tab. 4.29 : Déplacement et de vérification des déformation suivant x-x

Étages	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h(mm)	1%h(mm)	Observation
E5	3.587	12.555	1.722	3060	30.6	CV
E4	3.095	10.833	1.943	3060	30.6	CV
E3	2.54	8.89	2.135	3060	30.6	CV
E2	1.93	6.755	2.212	3060	30.6	CV
E1	1.298	4.543	2.114	3060	30.6	CV
RDC	0.694	2.429	2.114	4080	40.8	CV
S.S	0.09	0.315	0.315	3400	34	CV

- Suivant y-y :

Tab. 4.30 : Déplacement et de vérification des déformation suivant y-y

Étages	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h(mm)	1%h(mm)	Observation
E5	1.295	4.533	0.690	3060	30.6	CV
E4	1.098	3.843	0.767	3060	30.6	CV
E3	0.879	3.077	0.760	3060	30.6	CV
E2	0.662	2.317	0.721	3060	30.6	CV
E1	0.456	1.596	0.637	3060	30.6	CV
RDC	0.274	0.959	0.658	4080	40.8	CV
S.S	0.086	0.301	0.301	3400	34	CV

Chapitre 5

Calcul des éléments structuraux

5.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. 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.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS20), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

5.2 Calcul des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges des planchers et les transmettre aux éléments porteurs.

Les poutres sont deux types, principales et secondaires qui n'ont pas exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, dont le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

Pour le ferrailage des poutres on distingue deux zones : zone en travée et zone en appuis.

5.3 Ferrailage des poutres :

5.3.1 Combinaison de ferrailage des poutres :

5.3.1.1 Combinaisons CBA93 (A.6.1.2) :

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, en combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

5.3.1.2 Combinaisons RPA99/2003 (A,5.2) :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, en combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations et les charges horizontale due au séisme comme suit :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

Tab. 5.1 : Les paramètres

Situation	γ_b	γ_s	F_{c28} (MPa)	F_{bc} (MPa)	Fe (MPa)
Durable	1.5	1.15	25	14.167	400
Accidentelle	1.15	1	25	18.478	400

5.3.1.3 les coefficients des poissons :

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons en dessus avec :
le coefficient de poisson est : $\nu = 0$ pour :

$$\begin{aligned} &1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ &G + Q \pm E \\ &0.8 \times G \pm E \end{aligned}$$

le coefficient de poisson est : $\nu = 0.2$ pour : l'ELS

5.3.2 Spécification pour le ferrailage :

La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (G + Q \pm E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison (0.8 G \pm E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M > 0 de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

5.3.2.1 Armatures longitudinales :

D'après RPA99/2003 A.7.5.2 : le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone I et IIa
- 50ϕ en zone IIb et III

D'après CBA93 : condition de non-fragilité :

$$A_s = \frac{(0.23 \times b \times d \times f_{t28})}{f_e} \quad (5.1)$$

5.3.2.2 Armatures transversales :

D'après RPA99/2003 (A.7.5.2.2) : la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b \quad (5.2)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : • Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\min(h/4; 12\phi) \quad (5.3)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} \quad (5.4)$$

5.3.3 Ferrailage des poutres principales (45x30 cm²)

Les sollicitations maximales retenues sont les suivantes :

Tab. 5.2 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales

Combinaison	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	V(kN.m)	M_{ser}
ELU	82.584	119.438	137.763	-
ELS	58.575	86.159	-	-
G+Q+EX	-	101.032	93.868	85.502
0.8G+EX	-	63.145	126.203	25.338

Données :

- L=550cm=5.5m
- h=45cm=0.45m
- b=30cm=0.30m
- d=0.9*h=0.9*0.45=0.405
- $\theta=1$
- $f_{t28}=2.1$ MPA

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.186 \quad (\text{Pivot A})$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.391 \quad (A s' = 0)$$

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

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha_u$$

$$A_s = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

5.3.3.1 Calcul les armatures longitudinales :

à l'ELU :

Tab. 5.3 : Les armatures à l'ELU

	μ	$\mu \leq \mu_l$	A'_s	α	pivot	$A_s(cm^2)$
sur appuis :	0.171	CV	0.000	0.237	A	9.365
sur travée :	0.118	CV	0.000	0.158	A	6.258

à l'ELA sur appuis :

Tab. 5.4 : Les armatures à l'ELA

	μ	$\mu \leq \mu_l$	A'_s	α	pivot	$A_s(cm^2)$
G+Q+EX :	0.111	CV	0.000	0.148	A	6.628
0.8G+EX :	0.069	CV	0.000	0.090	A	4.044

$$A_{sappuis} = \max(9.365cm^2; 6.628cm^2; 4.044cm^2) \Rightarrow 9.365$$

$$A_{strave} = \max(6.258cm^2; -) \Rightarrow 6.258$$

5.3.3.2 Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Condition de non-fragilité (CBA93) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s,min}$

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (m^2) \quad (cm^2)$$

$$A_s \min = \left(\frac{0.23 \times 0.30 \times 0.45 \times 2.1}{400} \right) = 0.00015 m^2$$
$$A_s = 1.467 cm^2$$

$$A_s \text{ appuis} = 9,365 cm^2 \geq A_{s,min} = 1,467 cm^2 \Rightarrow CV$$

$$A_s \text{ travée} = 6,258 cm^2 \geq A_{s,min} = 1,467 cm^2 \Rightarrow CV$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1)5%

$$A_s \min \text{ RPA} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 cm^2$$

$$A_s = 6.75 cm^2$$

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_{s,ELU}, A_{s,ELA}, A_{s,min}, A_{s,min \text{ RPA}})$$

$$A_s = \max(9.365 cm^2, 6.628 cm^2, 4.044 cm^2, 1.467 cm^2, 6.75 cm^2) = 9.365 cm^2$$

On adopte : $3HA16 + 3HA12 = 6.03 + 3.39 = 9.42 cm^2$

En travée :

$$A_s = \max(A_{s,ELU}, A_{s,min}, A_{s,min \text{ RPA}})$$

$$A_s = \max(6.258 cm^2, 1.467 cm^2, 6.75 cm^2) = 6.75 cm^2$$

On adopte : $3HA16 + 1HA12 = 6.03 + 1.13 = 7.16 cm^2$

$$A_s = A_{st} + A_{sa}(cm^2) \tag{5.5}$$

$$A_s = 9.42 + 7.16$$

$$A_s = 16.58 cm^2$$

$$A_s = 16.58 cm^2 \geq 6.75 cm^2 \Rightarrow CV$$

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{\max, RPA}$$

$$A_{\max, RPA} = 0.04 \times b \times h \quad (cm^2) \tag{5.6}$$

$$A_{\max, RPA} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 cm^2$$

$$A_s = 15.623 cm^2 \leq A_s^{\max} = 54 cm^2 \Rightarrow CV;$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max} \tag{5.7}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h \tag{5.8}$$

$$A_s^{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 cm^2$$

$$A_s = 16.58 cm^2 \leq A_s^{\max} = 81 cm^2 \Rightarrow CV;$$

5.3.3.3 Armatures transversales :

Calcul de ϕ_t :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right) \quad (5.9)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 16\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12.857, 30, 16) \text{ mm} = 12.857 \text{ mm}$$

Donc : On adopte un cadre de $\phi=8\text{mm}$ ($4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$)

Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40) \text{ cm} \quad (5.10)$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 0.405; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(36.45; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 36.45 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 :

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \quad (5.11)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.6\right)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour les autres zones :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad (5.12)$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Section minimale des aciers transversales :

Pour la zone nodale :

$$A_t = 0.03\% \times S_t \times b \quad (5.13)$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq 0.9 \Rightarrow CV$$

Pour la zone courante :

$$A_t = 0.3\% \times S_t \times b \quad (5.14)$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1.8 \Rightarrow CV$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Longueur de recouvrement :

Pour la Zone IIa est de $40 \cdot \phi$:

$$L = 40\phi_l \quad (5.15)$$

$$L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 65 \text{ cm}$$

$$L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 50 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$$l' = 2 \times h(\text{cm}) \quad (5.16)$$

$$l' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

5.3.3.4 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

Il faut que : $137,763 / (40,5 \cdot 30)$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

Fissuration peu-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{137.763}{30 \times 40.5} = 1.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.134 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

5.3.3.5 Vérification à l'état limite de service :

Comme la fissuration n'est préjudiciable (peu-nuisible) ... CV

L'acier utilisé est de nuance FeE400 ... CV

La section est rectangulaire (30x45) ... CV

Flexion simple ... CV

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad (5.17)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad (5.18)$$

Tab. 5.5 : Observation à l' ELU et à l' ELA

situation	position	$\gamma = M/M_{ser}$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
ELU :	en appuis	1.386	0.237	0.443	CV
	en travée	1.410	0.158	0.455	CV
ELA :	en appuis G+Q+EX	1.182	0.148	0.341	CV
	en appuis 0.8G+EX	2.492	0.090	0.996	CV

5.3.3.6 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{45}{550} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (5.19)$$

$$\frac{6.258}{30 \times 40.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_0} \quad (5.20)$$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0.8$

$$M_0 = \frac{M_t}{K} = \frac{58.575}{0.8} = 73.219$$

$$0.082 \geq 0.08 \Rightarrow CV$$

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

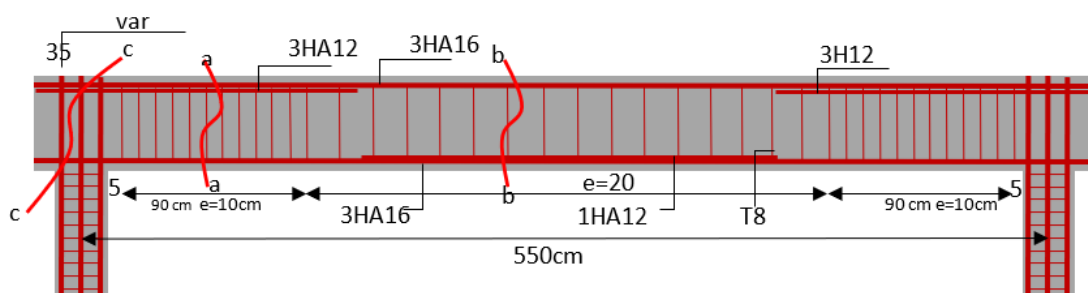


Fig. 5.1 : Ferrailage poutre principale

coupe a-a

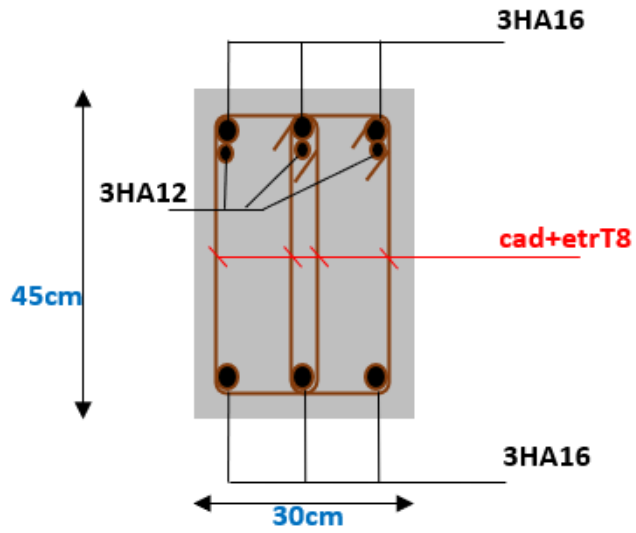


Fig. 5.2 : Ferrailage en appui -Poutre principale-

coupe b-b

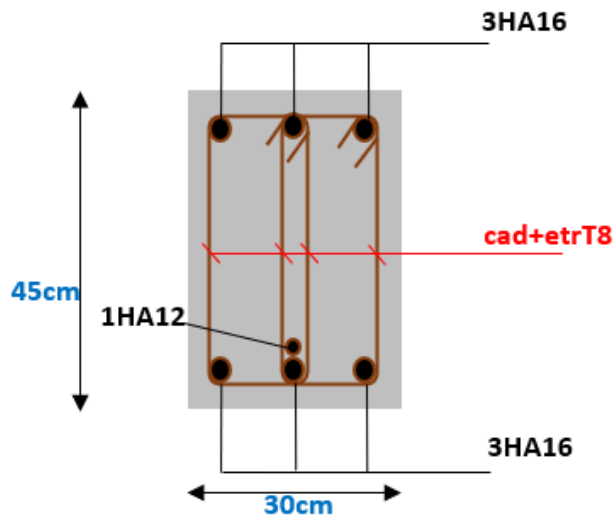


Fig. 5.3 : Ferrailage sur travée -Poutre principale-

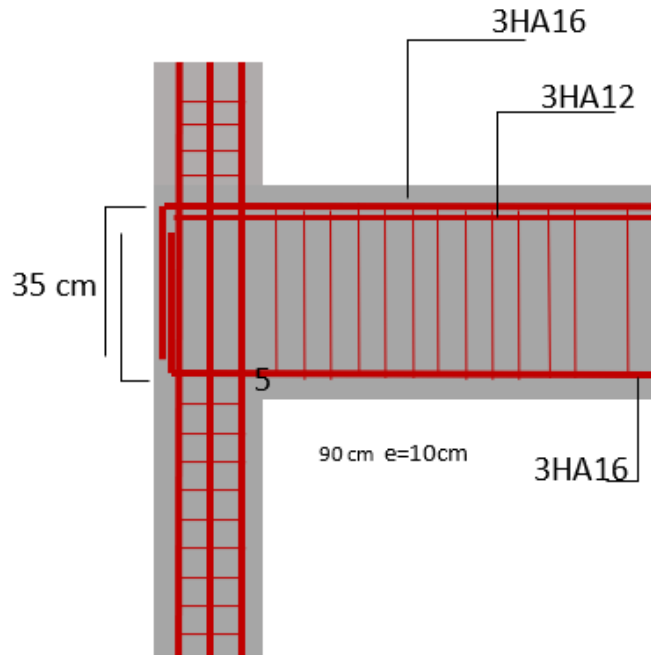


Fig. 5.4 : Ferrailage en appui de rive -Poutre principale

5.3.4 Ferrailage des poutres secondaire (35x30)cm² :

Les sollicitations maximales retenues sont les suivantes :

Tab. 5.6 : Les sollicitations maximal pour les poutres secondaire

Combinaison	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	V(kN.m)	M_{ser}
ELU	33.389	48.414	70.964	-
ELS	23.711	34.406	-	-
G+Q+EX	-	35.675	49.629	34.406
0.8G+EX	-	21.722	18.141	31.008
G+Q+EY	23.848	-	4.139	23.711

Données :

- $L=390\text{cm}=3.9\text{m}$
- $h=35\text{cm}=0.35\text{m}$
- $b=30\text{cm}=0.30\text{m}$
- $d=0.9 \cdot h=0.9 \cdot 0.35=0.315$
- $\theta=1$
- $f_{t28}=2.1 \text{ MPA}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.186 \quad (\text{Pivot A})$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.391 \quad (A s' = 0)$$

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

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha_u$$

$$A_s = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

5.3.4.1 Calcul les armatures longitudinales :

à l'ELU :

Tab. 5.7 : Les armatures à l'ELU

	μ	$\mu \leq \mu_l$	A'_s	α	pivot	$A_s(cm^2)$
sur appuis :	0.115	CV	0.000	0.153	A	4.706
sur travée :	0.079	CV	0.000	0.103	A	3.179

à l'ELA :

Tab. 5.8 : Les armatures à l'ELA

	μ	$\mu \leq \mu_l$	A'_s	α	pivot	$A_s(cm^2)$
sur appuis :	0.065	CV	0.000	0.084	A	2.930
sur travée :	0.043	CV	0.000	0.055	A	1.936
sur appuis :	0.039	CV	0.000	0.050	A	1.759

$$A_{s\text{appuis}} = \max(4.706\text{cm}^2; 2.930\text{cm}^2; 1.759\text{cm}^2) \Rightarrow 4.706$$

$$A_{s\text{trave}} = \max(3.179\text{cm}^2; 1.936\text{cm}^2) \Rightarrow 3.179$$

5.3.4.2 Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Condition de non-fragilité (CBA93) :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s\text{min}}$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{cm}^2)$$

$$A_s \text{ min} = \left(\frac{0.23 \times 0.30 \times 0.35 \times 2.1}{400} \right) = 0.00011 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.141 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appuis} = 4.706 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{min}} = 1.141 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

$$A_s \text{ travée} = 3.179 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\text{min}} = 1.141 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1)5% :

$$A_s \text{ min RPA} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.25 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_{s\text{ELU}}, A_{s\text{ELA}}, A_{s\text{ELA}}, A_{s\text{min}}, A_{s\text{min RPA}})$$

$$A_s = \max(4.706 \text{ cm}^2, 2.930 \text{ cm}^2, 1.759 \text{ cm}^2, 1.141 \text{ cm}^2, 5.25 \text{ cm}^2) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 = 4.02 + 1.54 = 5.56 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = \max(A_{s\text{ELU}}, A_{s\text{ELA}}, A_{s\text{min}}, A_{s\text{min RPA}})$$

$$A_s = \max(3.179 \text{ cm}^2, 1.936 \text{ cm}^2, 1.141 \text{ cm}^2, 5.25 \text{ cm}^2) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 = 4.02 + 1.54 = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{st} + A_{sa}(\text{cm}^2)$$

$$A_s = 4.706 + 3.179$$

$$A_s = 7.885 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.885 \text{ cm}^2 \geq 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{\text{max, RPA}}$$

$$A_{\text{max, RPA}} = 0.04 \times b \times h \quad (\text{cm}^2)$$

$$A_{\text{max, RPA}} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.120 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\text{max}} = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV};$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\text{max}}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\text{max}} = 0.06 \times b \times h \quad (5.21)$$

$$A_s^{\text{max}} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.120 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\text{max}} = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV};$$

5.3.4.3 Armatures transversales :

Calcul de ϕ_t :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10, 30, 14) \text{ mm} = 10 \text{ mm}$$

Donc : On adopte un cadre de $\phi=8\text{mm}$ ($4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$)

Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$S_t \leq \min(0.9 * d; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 0.315; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(28.35; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 28.35 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 :

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6 \right)$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Section minimale des aciers transversales :

Pour la zone nodale :

$$A_t = 0.03\% \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0.9 \Rightarrow CV$$

Pour la zone courante :

$$A_t = 0.3\% \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \Rightarrow CV$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Longueur de recouvrement :

Pour la Zone IIa est de $40^*\phi$:

$$L = 40\phi_l$$

$$L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 65 \text{ cm}$$

$$L = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 60 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$$l' = 2 \times h(\text{cm})$$

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

5.3.4.4 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

Fissuration peu-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{70.964}{30 \times 31.5} = 0.751 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.751 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

5.3.4.5 Vérification à l'état limite de service :

Comme la fissuration n'est préjudiciable (peu-nuisible) ... CV

L'acier utilisé est de nuance FeE400 ... CV

La section est rectangulaire (30x45) ... CV

Flexion simple ... CV

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tab. 5.9 : Observation à l'ELU et à l'ELA

situation	position	$\gamma = M/M_{ser}$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
ELU :	en appuis	1.407	0.153	0.454	CV
	en travée	1.408	0.103	0.454	CV
ELA :	en appuis G+Q+EX	1.037	0.084	0.268	CV
	en appuis 0.8G+EX	0.701	0.050	0.100	CV
	en appuis G+Q+EX	1.006	0.055	0.253	CV

5.3.4.6 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{35}{390} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{3.179}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_0}$$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,8$

$$M_0 = \frac{M_t}{K} = \frac{23,711}{0,8} = 29,639$$

$$0,090 \geq 0,08 \Rightarrow CV$$

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

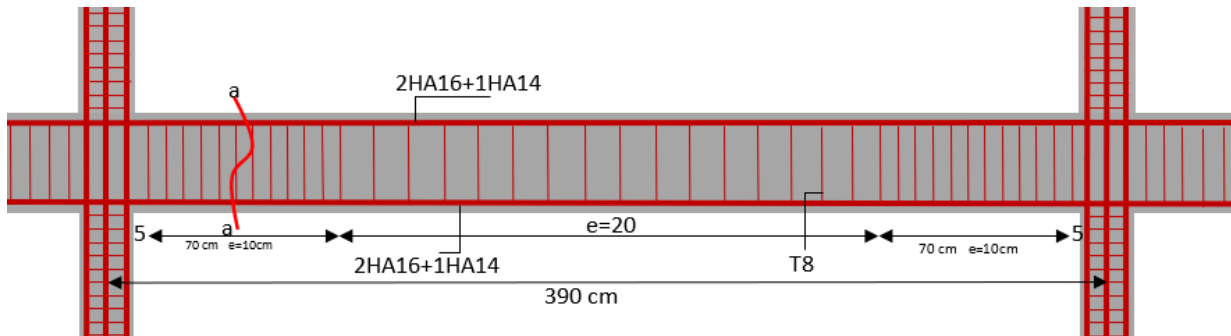


Fig. 5.5 : Ferrailage-poutre-secondaire

coupe a-a

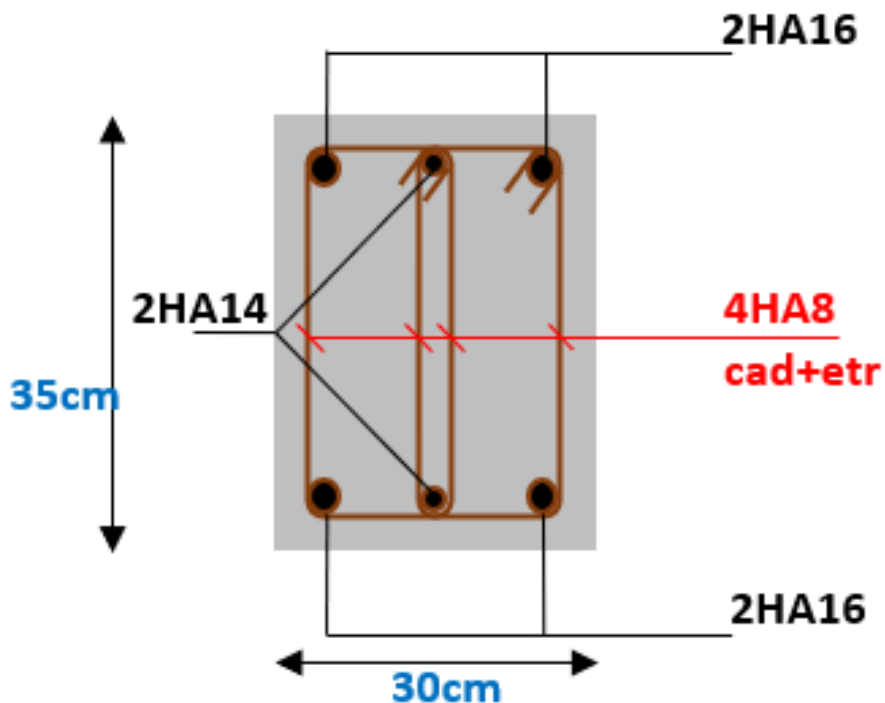


Fig. 5.6 : Ferrailage sur travée et en appui de poutre-secondaire (coupe a-a)

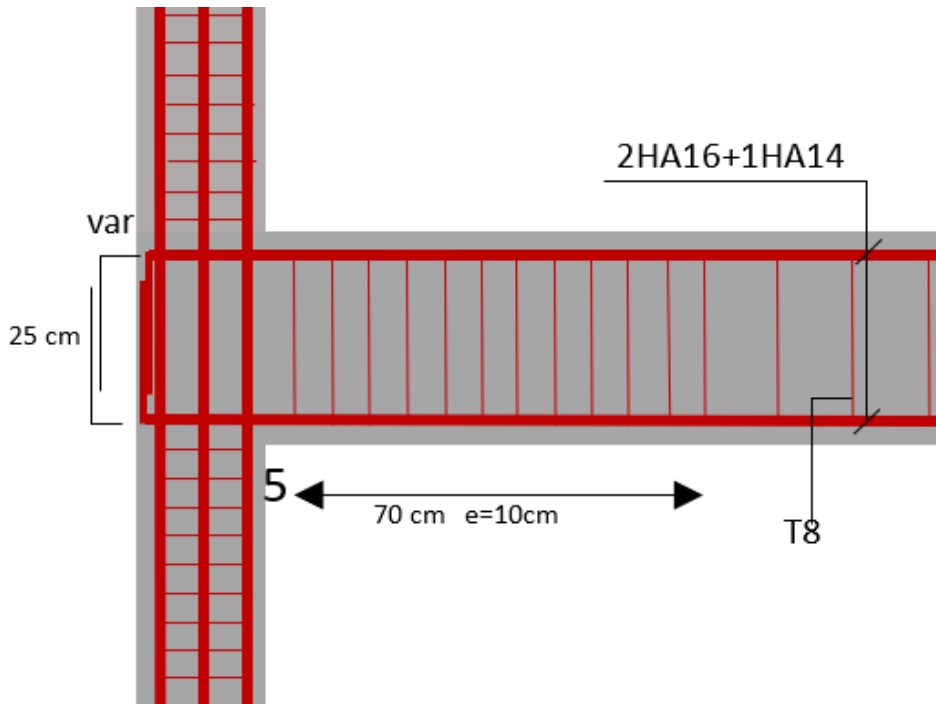


Fig. 5.7 : Ferrailage sur appui de rive en poutre-secondaire

5.4 Calcul des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux vertical qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) dans les deux directions ,donnés par les combinaisons les plus défavorables.

5.4.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA93 :

$$\begin{aligned} \text{ELU} &: 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} &: G + Q \end{aligned}$$

- Selon RPA99/2003 :

$$\begin{aligned} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{aligned}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{aligned} N_{\max} &\Rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} &\Rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} &\Rightarrow N_{\text{correspondant}} \end{aligned}$$

5.4.2 Recommandations de RPA99/2003

5.4.2.1 Armatures longitudinales (A.7.4.2.1 RPA99/2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

⇒ Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 (zone III) .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

5.4.3 Armatures transversales (A.7.4.2.2 RPA99/2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_0 * V_u}{h_l * f_e} \quad (5.22)$$

Avec :

V_u :est l'effort tranchant de calcul.

h_l :hauteur totale de la section brute.

f_e :contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a :est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

5.4.4 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS20, et les résultats sont résumés dans les tableau suivants :

Tab. 5.10 : Les sollicitations sur le poteau (35x40)

Comb	N	N_{max}	M_{cor}	N_{min}	M_{cor}	M_{max}	N_{cor}	T	N_{ser}	M_{cor}
ELU	1	1438.299	10.337	-	-	-	-	43.2075	1042.15	7.261
	2	-	-	167.526	0.228	-	-	-	115.903	0.641
	3	-	-	-	-	17.024	1424.36	-	1031.821	12.024
0.8G+-E	4	672.146	3.793	-	-	-	-	17.441	1042.15	7.261
	5	-	-	2.343	0.410	-	-	-	123.404	0.738
	6	-	-	-	-	6.767	548.193	-	799.925	11.761
G+Q+-E	7	1052.722	8.315	-	-	-	-	33.499	1042.15	7.2614
	8	-	-	9.953	0.975	-	-	-	135.962	0.473
	9	-	-	-	-	12.135	1019.910	-	1031.821	12.024

5.4.5 Calcul le ferrailage longitudinal :

Tab. 5.11 : Les données

Paramétrer	Valeur
Cas durable	
b (m)	0.35
h (m)	0.4
$d = 0.9 * h$ (m)	0.36
L (m)	3.4
$L_f = 0.7 \times L$ (m)	2.38
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$	14.167
f_{c28}	25
θ	1
ϕ	2
γ_b (MPa)	1.5
γ_s	1.15
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83
f_e	400
f_{t28}	2.1
η	1.6
Fissuration est peu préjudiciable	
Cas accidentelle	
γ_s	1
γ_b (MPa)	1.15
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	400
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$	18.478

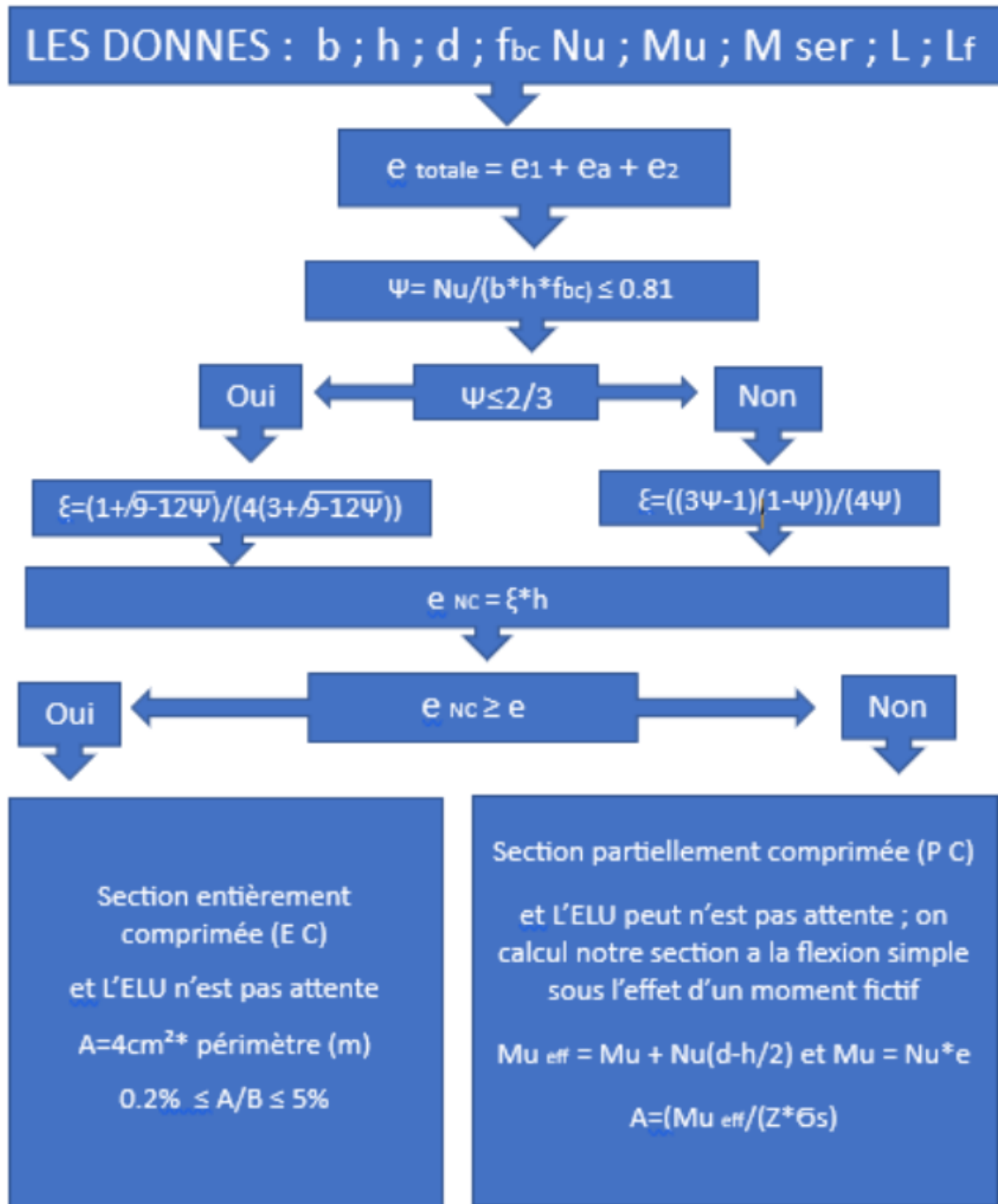


Fig. 5.8 : Organigramme de calcul en flexion composée

5.4.6 L'ELU :

⇒ cas n°1 :

$$N_{max} = 1438.299 \text{ kN}$$

$$M_{coresp} = 10.337 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 7.261 \text{ kN.m}$$

5.4.6.1 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u(m)}$$

$$e_1 = 10.337 / 1438.299$$

$$e_1 = 0.007(m)$$

$$e_a = \max(0.02m; L/250)(m)$$

$$e_a = \max(0.02m; 3.4/250)$$

$$e_a = \max(0.02m; 0.014m)$$

$$e_a = 0.02(m)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5M_{ser}} \right)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{10.337}{1.5 \times 7.261} \right)$$

$$\alpha = 0.510$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} \cdot (2 + \alpha\phi)(m)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.38^2}{10000 \cdot 0.4} \cdot (2 + 0.510 \cdot 2)(m)$$

$$e_2 = 0.013(m)$$

$$e_{tot} = e_1 + e_2 + e_a(m)$$

$$e_{tot} = 0.007 + 0.02 + 0.013$$

$$e_{tot} = 0.040(m)$$

5.4.6.2 Les sollicitations :

$$M_u = e_{tot} \cdot N_u(kN.m)$$

$$M_u = 0.040 \cdot 1438.299 \cdot 10^{-2}$$

$$M_u = 0.576kN.m$$

5.4.6.3 Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{Nu(MN)}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{1438.299 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 0.4 \cdot 14.167}$$

$$\psi_1 = 0.725$$

$$\psi_1 < 0,81 \implies CV$$

$$\psi_1 < 2/3 \implies CNV$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot \psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot 0.725}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \cdot 0.725})}$$

$$\xi = 0,111$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h(m)$$

$$e_{NC} = 0.045 \quad e_{Nc} = 0.045m > e_{tot} = 0.040m$$

\implies Donc : la section est entièrement comprimée

5.4.6.4 Calcul la section d'armature :

$$A_s, \min = 4 \text{ cm} \times \text{périmètre}(m) \quad (5.23)$$

$$0.2\% < \frac{A}{B} < 5\% \quad (5.24)$$

$$A_s, \min = 4 \cdot ((0,35 + 0,4) \cdot 2)$$

$$A_s, \min = 6 \text{ m}$$

$$B = b \cdot h = 1400 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{6}{1400} = 0.004$$

$$0.2\% < 0.004 < 5\% \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow cas n°2 :

$$N_{\min} = 167.526 \text{ kN}$$

$$M_{\text{coresp}} = 0.228 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 0.641 \text{ kN.m}$$

5.4.6.5 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u(m)}$$

$$e_1 = 0.228 / 167.526$$

$$e_1 = 0.001(m)$$

$$e_a = \max(0.02m; L/250)(m)$$

$$e_a = \max(0.02m; 3.4/250)$$

$$e_a = \max(0.02m; 0.014m)$$

$$e_a = 0.02(m)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5M_{\text{ser}}} \right)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{0.228}{1.5 \cdot 0.641} \right)$$

$$\alpha = 7.630$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} \cdot (2 + \alpha\phi)(m)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.38^2}{10000 \cdot 0.4} \cdot (2 + 7.630 \cdot 2)(m)$$

$$e_2 = 0.073(m)$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2 + e_a(m)$$

$$e_{\text{tot}} = 0.001 + 0.02 + 0.073$$

$$e_{\text{tot}} = 0.095(m)$$

5.4.6.6 Les sollicitations :

$$M_u = e_{\text{tot}} \cdot N_u (kN.m)$$

$$M_u = 0.095 * 167.526 * 10^{-2}$$

$$M_u = 0.159 kN.m$$

5.4.6.7 Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u(MN)}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{167.526 * 10^{-3}}{0.35 * 0.4 * 14.167}$$

$$\psi_1 = 0.084$$

$$\psi_1 < 0,81 \implies CV$$

$$\psi_1 < 2/3 \implies CV$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot \psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot 0.084}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \cdot 0.084})}$$

$$\xi = 0,164$$

$$e_{NC} = \xi * h(m)$$

$$e_{NC} = 0.066 \quad e_{Nc} = 0.066m < e_{\text{tot}} = 0.095m$$

\Rightarrow **Donc : la section est partiellement comprimée**

$$M_u^{\text{fectif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) (MN.m) \quad (5.25)$$

$$M_u^{\text{fectif}} = 0.159 * 10^{-3} + (167.526 * 10^{-3}) * \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_u^{\text{fectif}} = 0.027 MN.m$$

$$\mu = \frac{M_u, \text{fctf}}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} \quad (5.26)$$

$$\mu = \frac{0.027}{0.35 \cdot 14.167 \cdot 0.36^2}$$

$$\mu = 0.042 \leq \mu_l = 0.391 \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.042})$$

$$\alpha = 0.054 \leq 0.259 \implies \text{pivot A}$$

$$B_u = 0,8 * \alpha$$

$$A_{s, \text{fectif}} = 0.8 * \alpha * b * d * f_{bc} / \sigma_s (m^2)$$

$$A_{s, \text{fectif}} = 0.8 * 0.054 * 35 * 36 * 14.167 / 347.83$$

$$A_{s, \text{fectif}} = 2.200 cm^2$$

$$A_{s, \text{réelle}} = A_{s, \text{fctf}} - \frac{N_u}{\sigma_s} \cdot (cm^2) \quad (5.27)$$

$$A_{s, \text{réelle}} = 2.200 - \frac{167.526 * 10^{-3}}{347.83}$$

$$A_{s, \text{réelle}} = 2.200 cm^2 > 0 \implies CV$$

5.4.7 L'ELA :

⇒ cas n°4 :

$$\begin{aligned}N_{max} &= 672.146 \text{ kN} \\ M_{coresp} &= 3.793 \text{ kN.m} \\ M_{ser} &= 7.261 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

5.4.7.1 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = 0.006(m)$$

$$e_a = 0.02(m)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5M_{ser}} \right)$$

$$\alpha = 6.518$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} \cdot (2 + \alpha\phi)(m)$$

$$e_2 = 0.064(m)$$

$$e_{tot} = e_1 + e_2 + e_a(m)$$

$$e_{tot} = 0.090(m)$$

5.4.7.2 Les sollicitations :

$$M_u = e_{tot} \cdot N_u(kN.m)$$

$$M_u = 0.602kN.m$$

5.4.7.3 Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{Nu(MN)}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

$$\psi_1 = 0.260$$

$$\psi_1 < 0,81 \implies CV$$

$$\psi_1 < 2/3 \implies CV$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot \psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\xi = 0,158$$

$$e_{NC} = \xi * h(m)$$

$$e_{NC} = 0.063m < e_{tot} = 0.090m$$

⇒ **Donc : la section est partiellement comprimée**

$$M_u^{\text{fectif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) (MN.m)$$

$$M_u^{\text{fectif}} = 0.108 MN.m$$

$$\mu = \frac{M_{u,\text{fectif}}}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

$$\mu = 0.129 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.173 \leq 0.259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$B_u = 0,8 * \alpha$$

$$A_{s_{\text{fectif}}} = 0.8 * \alpha * b * d * f_{bc} / \sigma_s (m^2)$$

$$A_{s_{\text{fectif}}} = 8.069 cm^2$$

$$A_{s,\text{réelle}} = A_{s,\text{fectif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} \cdot (cm^2)$$

$$A_{s,\text{réelle}} = 8.068 cm^2 > 0 \Rightarrow CV$$

⇒ cas n°7 :

$$N_{\text{min}} = 1052.722 \text{ kN}$$

$$M_{\text{coresp}} = 8.315 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 7.261 \text{ kN.m}$$

5.4.7.4 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u (m)}$$

$$e_1 = 0.008 (m)$$

$$e_a = \max(0.02m; L/250) (m)$$

$$e_a = 0.02 (m)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right)$$

$$\alpha = 2.366$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} \cdot (2 + \alpha \phi) (m)$$

$$e_2 = 0.029 (m)$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2 + e_a (m)$$

$$e_{\text{tot}} = 0.056 (m)$$

5.4.7.5 Les sollicitations :

$$M_u = e_{\text{tot}} \cdot N_u (kN.m)$$

$$M_u = 0.595kN.m$$

5.4.7.6 Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u(MN)}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

$$\psi_1 = 0.407$$

$$\psi_1 < 0,81 \implies CV$$

$$\psi_1 < 2/3 \implies CV$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 + 12 \cdot \psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\xi = 0,151$$

$$e_{NC} = \xi * h(m)$$

$$e_{NC} = 0.060 \quad e_{Nc} = 0.060m < e_{\text{tot}} = 0.056m$$

\Rightarrow Donc : la section est entièrement comprimée

5.4.7.7 Calcul la section d'armature :

$$A_s, \text{ min} = 4 \text{ cm} \times \text{périmètre}(m)$$

$$0.2\% < \frac{A}{B} < 5\%$$

$$A_s, \text{ min} = 4 * ((0,35 + 0,4) * 2)$$

$$A_s, \text{ min} = 6 \text{ m}$$

$$B = b \cdot h = 1400 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{6}{1400} = 0.004$$

$$0.2\% < 0.004 < 5\% \implies CV$$

De la même façon, on fait le calcul pour tous les cas, et les résultats sont résumées sur les tableaux suivants :

Tab. 5.12 : Excentricité

Cas	e_1 (m)	e_a (m)	α	e_2 (m)	e_{tot} (m)	M_u (kN.m)	Ψ_1	$\Psi_1 < 0.81$	$\Psi_1 < \frac{2}{3}$
1	0.007	0.02	0.510	0.013	0.040	0.576	0.725	cv	cnv
2	0.001	0.02	7.630	0.073	0.095	0.159	0.084	cv	cv
3	0.012	0.02	0.561	0.013	0.045	0.644	0.718	cv	cnv
4	0.006	0.02	6.518	0.064	0.090	0.602	0.260	cv	cv
5	0.175	0.02	6.298	0.062	0.257	0.006	0.001	cv	cv
6	0.012	0.02	6.164	0.061	0.093	0.511	0.212	cv	cv
7	0.008	0.02	2.366	0.029	0.056	0.595	0.407	cv	cv
8	0.098	0.02	-3.755	-0.023	0.095	0.009	0.004	cv	cv
9	0.012	0.02	3.272	0.036	0.068	0.696	0.394	cv	cv

Tab. 5.13 : Type de section du poteau et la section réelle

ξ	e_{NC}	$e_{NC} < e_{tot}$	section est	M_u^{fictif}	μ	α	A_s^{fictif}	$A_s^{réelle}$	$A_s^{réelle} > 0$
0,111	0,045	cnv	E,C	-	-	-	-	-	-
0,164	0,066	cv	P,C	0,027	0,042	0,054	2,200	2,200	cv
0,113	0,045	cnv	E,C	-	-	-	-	-	-
0,158	0,063	cv	P,C	0,108	0,129	0,173	8,069	8,068	cv
0,167	0,067	cv	P,C	0,000	0,0005	0,001	0,026	0,0265	cv
0,160	0,064	cv	P,C	0,088	0,105	0,139	6,488	6,487	cv
0,151	0,060	cnv	E,C	-	-	-	-	-	-
0,167	0,067	cv	P,C	0,002	0,002	0,002	0,111	0,111	cv
0,151	0,061	cv	P,C	0,164	0,196	0,275	12,785	12,782	cv

5.4.8 Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

5.4.8.1 Condition de non fragilité d'après CBA93 :

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s, min}$

Section minimale des poteaux d'après CBA93 (BAEL91) :

$$A_{s, min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} (m^2)(cm^2)$$

$$A_{s, min} \geq 0.23 \times \frac{0.35 \times 0.36 \times 2.1}{400}$$

$$A_{s, min} \geq 0.00015 m^2$$

$$A_{s, min} \geq 1.521 cm^2$$

Section minimale des poteaux d'après RPA99/2003 :

D'après RPA99/2003, la section minimale des armatures en zone IIa est :

$$A_{s, min} \geq 0.8\% b * h (cm^2)$$

$$A_s, \min \geq 0.008 * 0.35 * 0.40$$

$$A_s, \min \geq 11.2 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées :

$$A_s = \max(A_s, \text{relle}; A_s, \min(\text{RPA}), A_s, \text{CBA93})$$

$$A_s, \max 12,782$$

Donc : on adopte : 6HA14+2HA16=9.24+4.02=13.26cm²

le pourcentage maximal des aciers longitudinale :

Zone courante 3%S :

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 3\%b * h(\text{cm}^2)$$

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 0.03 * 35 * 40$$

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Zone recouvrement 6%S :

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 6\%b * h(\text{cm}^2)$$

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 0.06 * 35 * 40$$

$$A_s = 13.26 \text{ cm}^2 \leq A_s, \max = 84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

5.4.8.2 ferrailage transversal :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_l * f_e} \quad (5.28)$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \quad (5.29)$$

$$\lambda_g = \frac{2.38}{0.40}$$

$$\lambda_g = 5,95 \geq 5$$

$$\rho_a = 2,5$$

l'espacement :

en zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (5.30)$$

$$t \leq \min(10 * 1.6; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 15$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

en zone courante(recouvrement) :

$$t \leq 15\phi_l \quad (5.31)$$

$$t \leq 15 * 1.6$$

$$t \leq 24$$

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

Ferrailage transversal en zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{h_l * f_e} (\text{m}^2)(\text{cm}^2)$$

$$A_t = 0,0000675 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0,675 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal en zone courante :

$$A_t = 0,000101(m^2)$$

$$A_t = 1,013(cm^2)$$

La section minimale des armatures transversales :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.3\% \cdot t \cdot b & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \cdot t \cdot b & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \frac{(0.3\% \cdot t \cdot b) + (0.8\% \cdot t \cdot b)}{2} & \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (5.32)$$

en zone nodale : $\Rightarrow 1.2$

en zone courante : $\Rightarrow 1.8$

Sections transversale adoptées :

On adopte : 4T8=2.01 cm²

5.4.8.3 Vérification l'effort tranchant (Vérification de la condition de cisaillement)(CBA93 Art A.5.1.2.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} (kN/cm^2)$$

$$\tau_u = \frac{43,208}{35 \cdot 36}$$

$$\tau_u = 0.034 kN/cm^2$$

$$\tau_u = 0.343 MPA$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot 25/1.5; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.500; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.343 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow CV$$

La vérification des sollicitations normales et tangentes :

selon le RPA99/2003 (A.7.4.3.1) et (A.7.4.3.2) est déjà faite dans le chapitre précédent (Étude sismique et dynamique).

5.4.8.4 Vérification au flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda < 50 \quad (5.33)$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} (m^4)$$

$$I = \frac{0.35 \cdot 0.4^3}{12}$$

$$I = 0,0019 m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.34)$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0019}{0.35 \cdot 0.4}}$$

$$i = 0,115$$

$$\lambda = \left(\frac{L_f}{i} \right)$$

$$i = 20,611 \Rightarrow CV$$

5.4.8.5 Vérification à l'ELS :

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPA} \quad (5.35)$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 * f_e}{3}; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) (\text{MPA}) \quad (5.36)$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,633 \text{MPA}$$

Nature de la section :

$e < \frac{h}{4}$: la section est entièrement comprimée,

$e > \frac{h}{4}$: la section est partiellement comprimée,

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} (\text{cm}) \quad (5.37)$$

$$e = \frac{7.261}{1042.15}$$

$$e = 0,00697 \text{ m}$$

$$e = 0,697 \text{ cm}$$

$$h/4 = 0,1 \text{ m} = 10 \text{cm}$$

$e < h/4$ donc la section est entièrement comprimée .

il n y a à vérifier que la condition de compression du béton

L'aire de la section homogène totale :

$$S = b * h + 15(A_s + A'_s) (\text{m}^2) (\text{cm}^2) \quad (5.38)$$

$$S = 0.35 * 0.40 + 15 * (13.26 * 10^{-4} + 0)$$

$$S = 0.15989 \text{ m}^2$$

$$S = 1598.9 \text{ cm}^2$$

La position du centre de gravité :

$$X_G = \frac{15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A'_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \right)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)} \text{ m} \quad (5.39)$$

$$X_G = \frac{15 \left(0 \left(\frac{0.40}{2} - 0 \right) - 13.26 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) \right)}{0.35 \cdot 0.4 + 15(13.26 + 0)} \text{ m}$$

$$X_G = -0,034 \text{ m}$$

L'inertie :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (X_G)^2 + 15 \left((A_s (h/2 - d' - X_G))^2 + (A'_s (d - h/2 + X_G))^2 \right) \text{ m}^4 \quad (5.40)$$

$$I = \frac{0.35 \cdot 0.4^3}{12} + 0.35 \cdot 0.4 \cdot (-0.034)^2 + 15 \left((13.26 * (0.4/2 - 0 - -0.034))^2 + (13.26(0.36 - 0.4/2 + -0.034))^2 \right)$$

$$I = 0,0026 \text{m}^4$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad (5.41)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{1042.15}{0.15989} + \frac{1042.15*(0.697+0.034)(\frac{0.4}{2}+0.034)}{0.0026}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 10.315 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad (5.42)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{1042.15}{0.15989} - \frac{1042.15*(0.697+0.034)(\frac{0.4}{2}+0.034)}{0.0026}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2.721 \text{MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = 10.315 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.315 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow CV$$

5.4.8.6 Ferrailage de poteau :

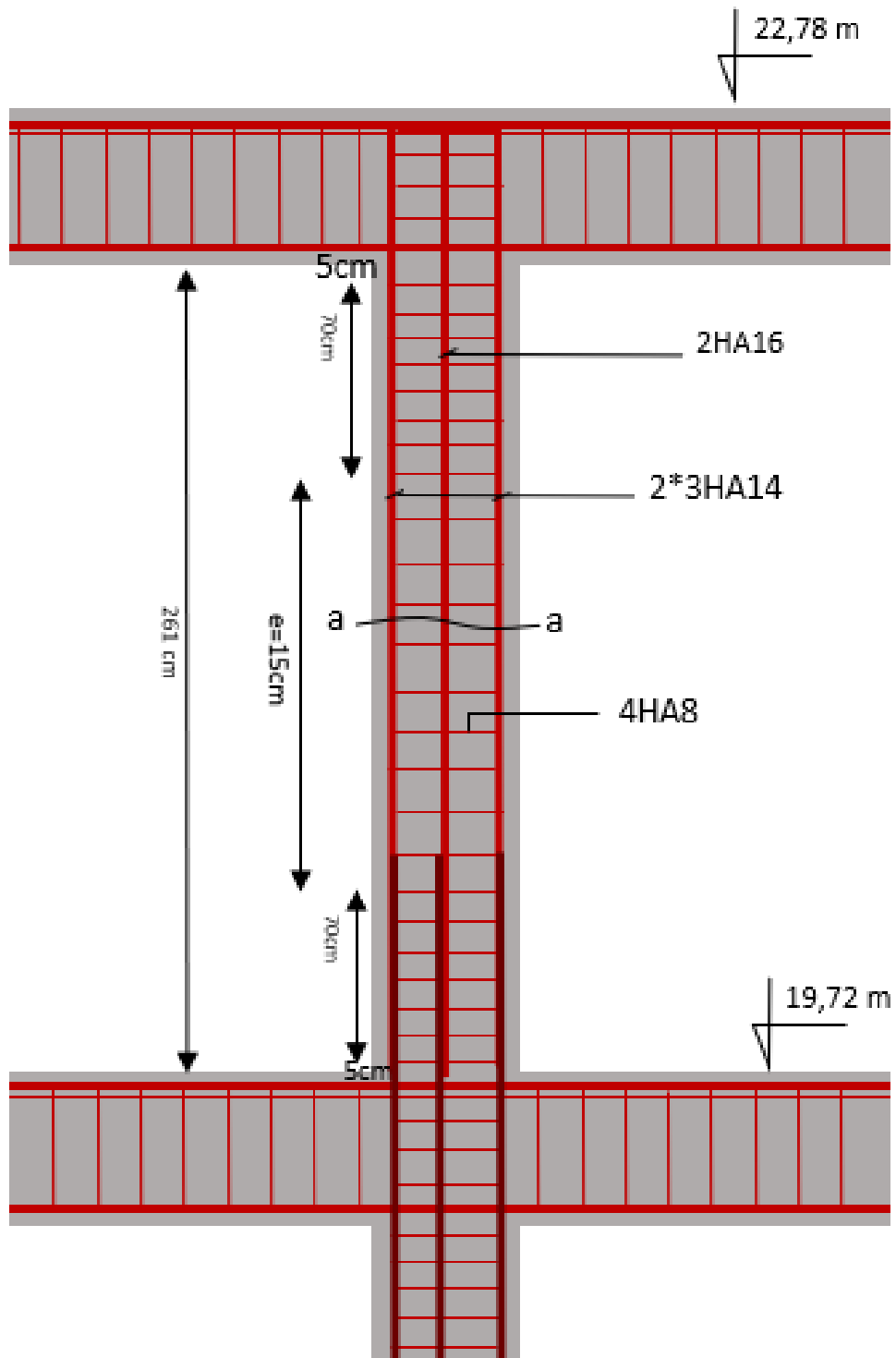


Fig. 5.9 : Schéma de ferrailage des poteaux 35*40cm avec poutre principale

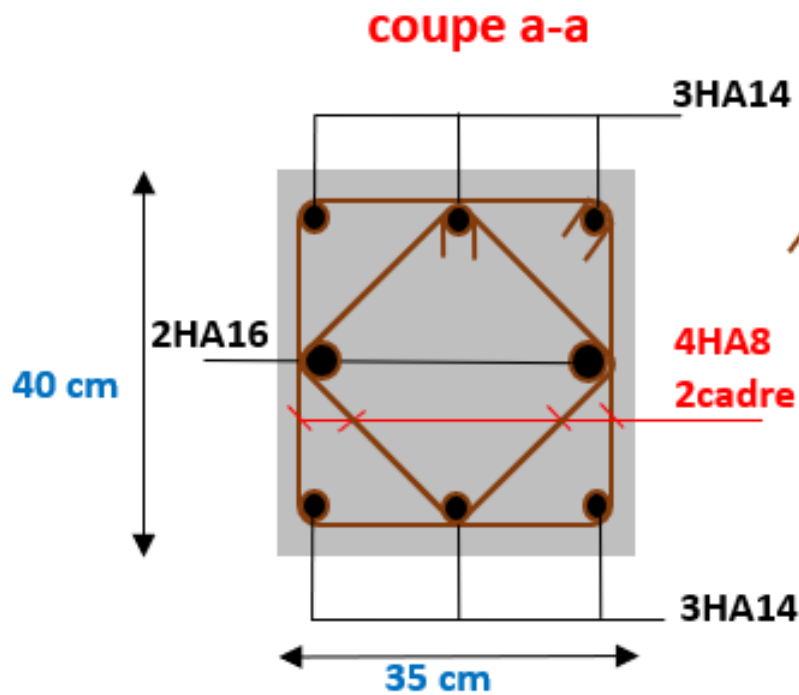


Fig. 5.10 : poteau 35*40cm (coupe a-a)

5.5 Calcul des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés : $\frac{h}{L} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{L} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- ✓ Pour le troisième mode, il faut mettre des armatures transversales.

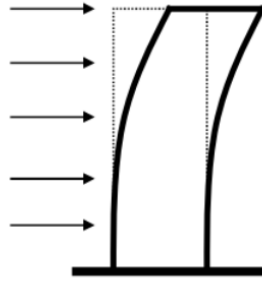


Fig. 5.11 : Comportement du voile comme une console

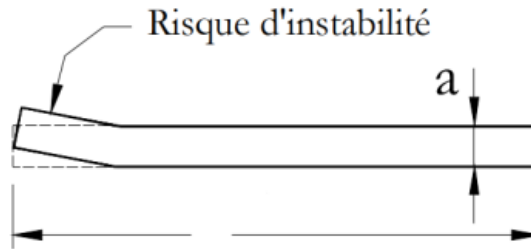


Fig. 5.12 : Instabilité latérale des voiles

5.5.1 Recommandation du RPA99/2003 5.5.2.1 :

5.5.1.1 Prescription pour les aciers verticaux (A.7.7.4.1 RPA99/2003) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile; cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

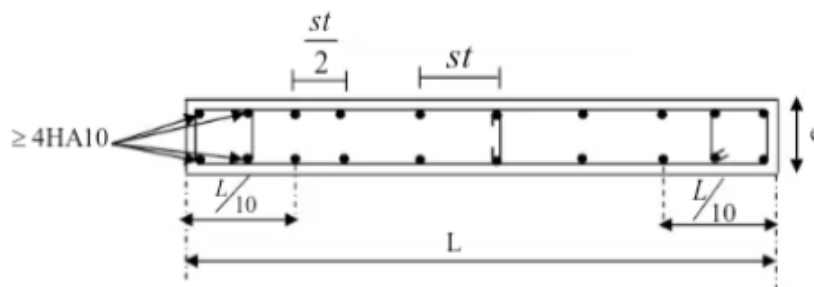


Fig. 5.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

5.5.1.2 Prescription pour les aciers horizontaux (A.7.7.4.2 RPA99/2003) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de (10ϕ) .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du voile considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du voile ou de l'élément du voile limité par des ouvertures.

5.5.1.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales. Ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

5.5.1.4 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \cdot \bar{V}}{f_e} \quad (5.43)$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.5.1.5 Règles communes (armatures verticales et horizontales) (A.7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- Globalement dans la section du voile : 00.15%
- En zone courante : 0.10% **Longueur de recouvrement :**
- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

5.5.2 Ferrailage du voile :

On utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales. Elle permet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire. Le voile sera ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

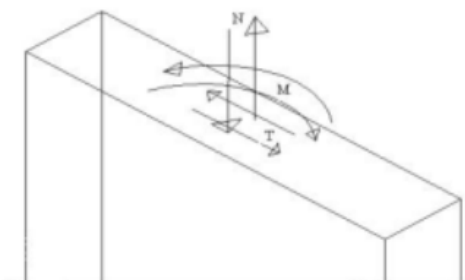


Fig. 5.14 : Les sollicitation sur le voile de contreventement

Le ferrailage des voiles se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left\{ \frac{he}{2}, \frac{2}{3}L_c \right\} \quad (5.44)$$

On définit un voile par ses coordonnées (ν) et (ν') du centre de gravité (G), sa section (aire) (B), et son moment d'inertie (I) par rapport à son centre de gravité (G).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes (état de contrainte de la section plane) à partir des sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules de la RDM suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot \nu}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot \nu'}{I}$$

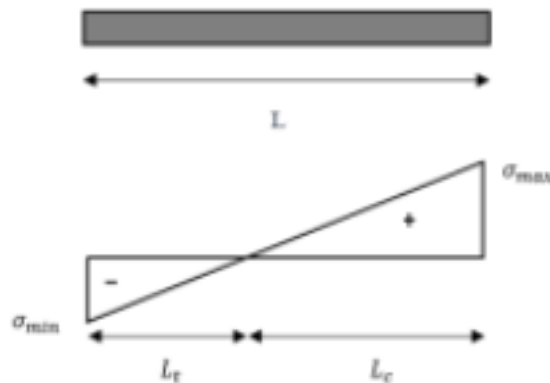


Fig. 5.15 : Les contraintes sur les voiles

Dans notre bâtiment, nous avons un seul type de voile :

- Voile plein.

5.5.2.1 Choix de la méthode :

Les calculs selon la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins, dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile, là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des planchers, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant, la méthode par flexion composée est la mieux adaptée pour les voiles pleins de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article 4 des règles RPA, pour le calcul du ferrailage des voiles, on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui est plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (voiles dans les deux sens).

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendue (S.E.T) Si σ_1 et σ_2 sont des signes négatifs.
- Entièrement comprimée (S.E.C) Si σ_1 et σ_2 sont des signes positifs.
- Partiellement comprimée (S.P.C) Si σ_1 et σ_2 sont des signes contraires.

5.5.2.2 Voile entre deux poteau (V1) :

Caractéristiques géométriques du voile :

$$\begin{cases} e = 0.2m \\ h_e = 4.08m \\ L = 4.5m \\ B = 0.2 \times 4.5 = 0.9m^2 \\ \nu = \nu' = \frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25m \\ I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.003m^4 \end{cases}$$

Vérification de la résistance du voile sous la combinaison G+Q±E :

	$N_{max}(kN)$	$M_{corp}(kN.m)$	T=max(vi)(kN)
G+Q+EY	2481.647	516.386	113.187

Longueur de flambement : Selon (DTR 2.42 Art 2.22) :

$$L_f = 0.85 \times h = 0.85 \times 4.08 = 3.468 \text{ m}$$

Élancement :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.003}{0.9}} = 0.058$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3.468}{0.058} \approx 60.068$$

Coefficient α :

$$50 \leq \lambda = 60.068 \leq 80 \Rightarrow CV$$

$$\alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad (5.45)$$

$$\alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{60.068}\right)^2} = 0.938$$

Section réduite :

$$B_r = L \times (e - 0,02) = 4.5 \times (0,2 - 0,02) = 0.81 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'aciers :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times e \times L \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 0,2 \times 4.5 \times 2,1}{400} = 0.001087 = 10.868 \text{ cm}^2$$

Donc il faut vérifier que :

Vérification de la résistance :

$$N_u < \bar{N}_u$$

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{(B_r \times f_{c28})}{(0,9 \times \gamma_b)} + \frac{(A_{min} \times f_e)}{\gamma_s} \right]$$

$$\bar{N}_u = 0.938 \left[\frac{(0.81 \times 25)}{(0,9 \times 1,5)} + \frac{(10.868 \times 10^{-4} \times 400)}{1.15} \right] = 14.426 \text{ MN} = 14426.223 \text{ kN}$$

$$N_u = 2481.647 < \bar{N}_u = 14426.223 \text{ kN} \Rightarrow CV$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot \nu}{I} = \frac{2481.647 \times 10^{-3}}{0.9} + \frac{516.386 \times 10^{-3} \times 2.25}{0.003 \times 10^{-3}} = 390.047 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot \nu}{I} = \frac{2481.647 \times 10^{-3}}{0.9} - \frac{516.386 \times 10^{-3} \times 2.25}{0.003 \times 10^{-3}} = -384.532 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max} > 0, \quad \sigma_{\min} < 0$ **Donc La section est partiellement comprimée**

• **Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_{\min}|}{|\sigma_{\min}| + |\sigma_{\max}|} \quad (5.46)$$

$$L_c = 4.5 \times \frac{384.532}{384.532 + 390.047}$$

$$L_c = 2.266 \text{ m}$$

• **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c(m) \quad (5.47)$$

$$L_t = L - L_c = 4.5 - 2.266 = 2.234 \text{ m}$$

• **Largeur de la bande verticale (d) :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{4.08}{2}, \frac{2}{3} \times 2.266\right) = 1.511 \text{ m}$$

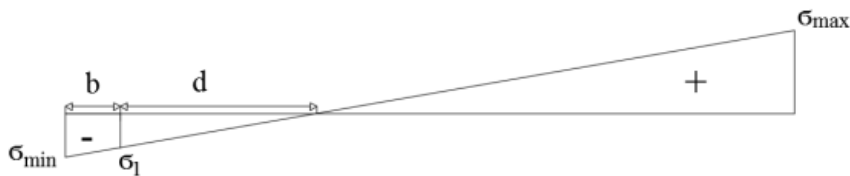


Fig. 5.16 : Les contraintes dans la zone tendue de la section plane du voile

Calculons σ_1 :

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{d} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{d \cdot \sigma_{\min}}{L_t} = -260.031 \text{ MPa}$$

Les efforts de traction dans chaque bande :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) \cdot b \cdot h \quad (5.48)$$

$$F_1 = \left(\frac{384.532 + 260.031}{2}\right) \cdot 0.35 \cdot 0.4 = -45.119 \text{ kN}$$

$$F_2 = \left(\frac{\sigma_1 + 0}{2}\right) \cdot e \cdot d \quad (5.49)$$

$$F_2 = \left(\frac{-260.031 + 0}{2}\right) \cdot 0.2 \cdot 1.511 = -39.282 \text{ kN}$$

Ferraillage dans chaque bande :

$$A_{s1} = \frac{F_1}{\sigma_s} \quad (5.50)$$

$$A_{s1} = \frac{0.045}{400} = 1.128 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{F_2}{\sigma_s} \quad (5.51)$$

$$A_{s2} = \frac{0.039}{400} = 0.982 \text{ cm}^2$$

5.5.2.3 Armature minimale (RPA99/V2003, Art 7.7.4.1) :

Dans le poteau :

$$A_{s \text{ min}} = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 35 \times 40 = 11.200 \text{ cm}^2$$

Globalement de la section de voile :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L \quad (5.52)$$

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times 0.2 \times 4.5 = 13.500 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \times e \times L \quad (5.53)$$

$$A_{\text{min}} = 0.1\% \times 0.2 \times 4.5 = 9.000 \text{ cm}^2$$

5.5.2.4 Choix d'armatures :

Le ferraillage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

Dans la zone courante :

$$A_{sv} = \max(A_{s2}, A_{s \text{ RPA}}) = \max(0.982, 9.000) \text{ cm}^2 = 9.000 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA12 = 9.05 cm² ⇔ e=20cm

Dans la zone du poteau :

$$A_s = \max(A_{s1}, A_{s \text{ RPA}}) = \max(1.128, 11.200) \text{ cm}^2 = 11.200 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10HA12 = 11.31 cm² ⇔ e=20cm

5.5.2.5 Espacement :

Zone courante :

$$S_t \leq \min(1.5 * e; 30 \text{ cm}) \quad (5.54)$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm})$$

⇒ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Zone tendu :

$$S_t(\text{tendu}) = \frac{S_t(\text{tendu})}{2} \quad (5.55)$$

$$S_t(\text{tendu}) = \frac{20}{2}$$

$$S_t(\text{tendu}) = 10 \text{ cm}$$

5.5.3 Armatures horizontales (A.7.7.2 RPA99/2003) :

Le ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

5.5.3.1 Vérification de cisaillement (RPA99/mod2003 Art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 113,187 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.5} = 1.956 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.956 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

5.5.3.2 Les Armatures transversales :

Selon CBA93 (A.5.1.2.3), la section d'armature d'âme donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u - 3 \times f_{tj} \times K)}{0.8 \times f_e * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$A_t = \frac{b_0 \times S_t \times \tau_u}{0.8 \times f_e} = \frac{20 \times 20 \times 1,956}{0.8 \times 400} = 0,000245 \text{ m}^2 = 2.4 \text{ cm}^2$$

On Adopte : 5HA8=2.51cm²

5.5.3.3 Armature horizontale (RPA99/mod2003 Art 7.7.4.2) :

On fait le calcul pour une bande de 1m :

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times L = 0.1\% \times 0.2 \times 4.5 = 0,0009 \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA12 =9.05cm²



Fig. 5.17 : Nomenclature des voiles

5.5.3.4 Ferrailage de les autres voiles V_1 et V_2 et V_3 et V_4 :

La même démarche est utilisée pour les autres voiles dont les caractéristiques et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques des voiles :

Tab. 5.14 : Caractéristiques géométriques des voiles

Voiles	L(m)	e(m)	h_c (m)	L_f (m)	B(m ²)	$\nu = \nu'$ (m)	I(m ⁴)	Br (m ²)	A_{min} (cm ²)
V1	4.5	0.2	4.08	3.468	0.9	2.25	0.003	0.81	10.868
V2	4.6	0.2	4.08	3.468	0.92	2.3	0.003	0.828	11.109
V3	1.6	0.2	4.08	3.468	0.32	0.8	0.001	0.288	3.864
V4	1.1	0.2	4.08	3.468	0.22	0.55	0.001	0.198	2.657

Vérification de la résistance des voiles :

Tab. 5.15 : Vérification de la résistance des voiles

V_i	comb	N_{max}	M_{corp}	λ	$50 \leq \lambda \leq 80$	i	α	\bar{N}_u	Vérif
V1	G+Q+EY	2481.647	516.386	60.068	CV	0.058	0.938	14426.223	CV
V2	G+Q+EY	2423.326	777.374	60.068	CV	0.058	0.938	14746.806	CV
V3	G+Q+EY	819.624	372.559	60.068	CV	0.058	0.938	5129.324	CV
V4	0.8G+EX	379.507	776.293	60.068	CV	0.058	0.938	3526.410	CV

Calcul les contraintes dans les voiles et les types de section et L_i :

Tab. 5.16 : les contraintes et les types de section et L_i

Voiles	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	La section	L_c (m)	L_t (m)	$d \leq$ (m)
V1	390.047	-384.532	PC	2.266	2.234	1.511
V2	585.664	-580.396	PC	2.310	2.290	1.540
V3	281.981	-276.858	PC	0.807	0.793	0.538
V4	583.945	-580.495	PC	0.552	0.548	0.368

Calcul les forces et A_{s_i} et A_{min_i} :

Tab. 5.17 : Calcul les forces et A_{s_i} et A_{min_i}

Voiles	σ_1 (MPa)	F_1 (kN)	F_2 (kN)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	$A_{min,pot}$	$A_{s,Glob}$	$A_{s,cornt}$
V1	260.031	45.119	39.282	1.128	0.982	11.200	13.500	9.000
V2	390.443	67.959	60.138	1.699	1.503	11.200	13.800	9.200
V3	187.987	32.539	10.118	0.813	0.253	11.200	4.800	3.200
V4	389.297	67.885	14.317	1.697	0.358	11.200	3.300	2.200

Choix des armatures et espacements :

Tab. 5.18 : Choix des armatures et espacements

Voiles	A_s z.cornt (cm ²)	A_s adpt (cm ²)	A_s z.pot (cm ²)	A_s adpt (cm ²)	espac(cm)
V1	9.00	8HA12=9.05	11.20	10HA12=11.31	20
V2	9.20	10HA12=11.31	11.20	10HA12=11.31	20
V3	3.20	5HA10=3.93	11.20	10HA12=11.31	20
V4	2.20	4HA10=3.14	11.20	10HA12=11.31	20

Armatures horizontales et transversales :

Tab. 5.19 : Armatures horizontales et transversales

Voiles	V_u (kN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérif	A_t cm ²	A_s adpt	A_{min} cm ²	A_s adpt
V1	113,187	1.956	5	CV	2.445	5HA8=2.51	9	8HA12=9.05
V2	84,779	1.433	5	CV	1.792	5HA8=2.51	9.2	9HA12=10.18
V3	101,297	4.924	5	CV	6.155	6HA12=6.79	3.2	4HA10=3.14
V4	13,167	0.931	5	CV	1.164	5HA8=2.51	2.2	4HA10=3.14

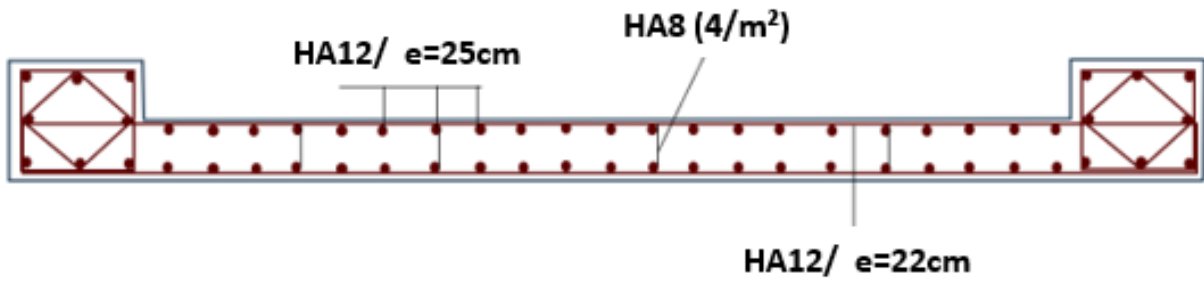


Fig. 5.18 : Ferrailage du voile v1 v2

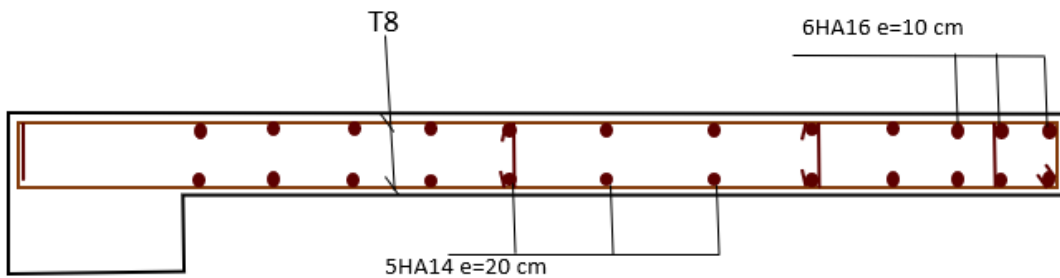


Fig. 5.19 : Ferrailage du voile v3 v4

Chapitre 6

Calcul des fondations

6.1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol .
- La charge à transmettre au sol .
- La dimension des trames .
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble .

6.2 Les fondations :

6.2.1 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).
- Les fondations semi-profondes (les puits).
- Fondation profonde (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous adjacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul de rupture.

- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels auront des conséquence plus au moins graves selon la nature de la construction ; d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

6.2.2 Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99/2003, Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes : • ELS (G + Q) pour le dimensionnement.

- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle : (G+Q ±E);(0.8G ±E) pour la vérification.

6.2.3 Reconnaissance du sol :

Selon le rapport de sol préparé par le Laboratoire d'analyse des sols et de contrôle des bâtiments pour des fondations superficielles de largeur , ancrages a une profondeur D=2.40m; la contrainte admissible du sol est estimée a 1.65 bars.

- Densité du remblai $\gamma_{remblai} = 1.6 \text{ KN/m}^3$

6.2.4 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

6.2.5 Calcul de la surface revenant à la semelle :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : (S semelles / S bâtiment < 50 %).

6.2.5.1 Vérification de la semelle isolée :

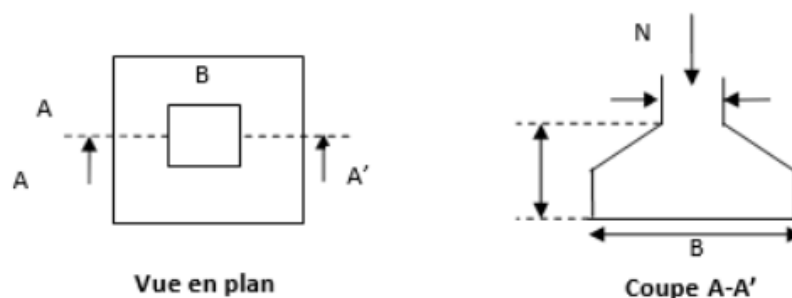


Fig. 6.1 : semelle isolée

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad (6.1)$$

$$S = A * B$$

Avec :

N_{ser} : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel ETABS.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N_{ser} = 19939.781 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.65 \text{ bars}$$

$$S = 22,9 * 10,5 = 240.45m^2$$

$$\text{Semelle} \geq \frac{19939.781}{1.65 \times 10^2} = 120.45 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Bâtiment}} = \frac{120.45}{240.45} \times 100 = 50.259\% < 100\%$$

La surface des semelles sous les poteaux dépasse de 50 % la surface totale du bâtiment, donc il y a un risque de chevauchement.

6.3 Étude du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appui sur des nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol, donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement.

Le radier est rigide en son plan horizontal, il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation, et en plus de sa facilité de coffrage et sa rapidité d'exécution, il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

On choisit un radier général dans les cas suivants :

- Mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Poteaux rapprochés (petites trames).

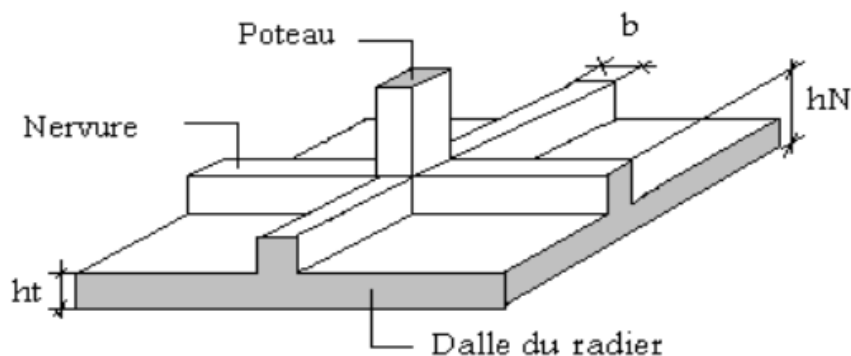


Fig. 6.2 : Radier et nervure

6.3.1 Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

6.3.1.1 La condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

Avec : L_{\max} : La plus grande portée de la dalle entre nus.

$$L_{\max} = 5.15 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$\frac{515}{35} \leq h \leq \frac{515}{30}$$

$$14.7 \text{ cm} \leq h \leq 17.167 \text{ cm}$$

on adopte $h=15 \text{ cm}$.

6.3.1.2 La condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier D'après le CBA93 (A.5.1.2.1) et (A.5.2.2)

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times Fc28}{\gamma_b} \leq 1.167, \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}}$$

$$T_{\max} = \frac{27376.755 \times 10^{-3} \times 5.15}{2 \times 240.15}$$

$$T_{\max} = 0.293 \text{ MN} = 293.180 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{293.180 \times 10^{-3}}{1 \times 1.167} = 0.251 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$0.9 \times h \geq 0.251 \text{ m} \rightarrow h \geq \frac{0.251}{0.9} = 0.279 \text{ m}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

6.3.2 Pré dimensionnement de la nervure

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

6.3.2.1 Condition forfaitaire

Hauteur de la nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{515}{10}$$

$$h_t \geq 51.5 \text{ cm}$$

6.3.2.2 Largeur de la nervure :

$$b_n \geq b_{\text{poteaux}}$$

$$b_n \geq 35$$

On adopte $b_0 = 50 \text{ cm}$

6.3.2.3 Condition de la longueur élastique :

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut assurer que le radier est de type rigide. Pour cela, la hauteur de la nervure doit satisfaire la condition :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad (6.2)$$

L_e : est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad (6.3)$$

Avec :

I : Inertie de la semelle.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Et :

- $E = 32164.20 \text{ MPa}$: Module d'élasticité du sol.
- b : Largeur du radier (bande de 1m).
- $K = 40 \text{ MPa}$: Coefficient de raideur du sol (sol de densité moyenne).

Avec :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = \frac{\pi}{2} \times \left(\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \right)$$
$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5.15)^4}{3216420 \times (3.14)^4}} = 0.756 \text{ m}$$

on adopte $h_t = 100 \text{ cm}$

6.3.2.4 Calcul du débordement :

$$D = \max \left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$D = \max \left(\frac{100}{2} \text{ cm}, 30 \text{ cm} \right)$$

On adopte $D = 50 \text{ cm}$.

La surface totale du radier est calculée comme suit :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + (P \times D) \quad (6.4)$$

Avec : $S_{\text{bâtiment}}$: Surface totale du bâtiment.

$$S_{\text{bâtiment}} = 240.45 \text{ m}^2$$

P : Longueur du périmètre du bâtiment.

$$P = 2 \times [(L_x + 2 \times D) + L_y] = 2 \times [(22.9 + 2 \times 0.50) + 10.5] = 68.80 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + (P \times D) = 240.45 + (68.80 \times 0.5) = 274.85 \text{ m}^2$$

6.3.2.5 Vérification au poinçonnement (CBA93 A.5.2.4.2) :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \quad (6.5)$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité ($b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$).

μ_c : Périmètre du contour défini cisailé.

h_r : Épaisseur totale de la dalle du radier.

h_t : Épaisseur totale de la nervure.

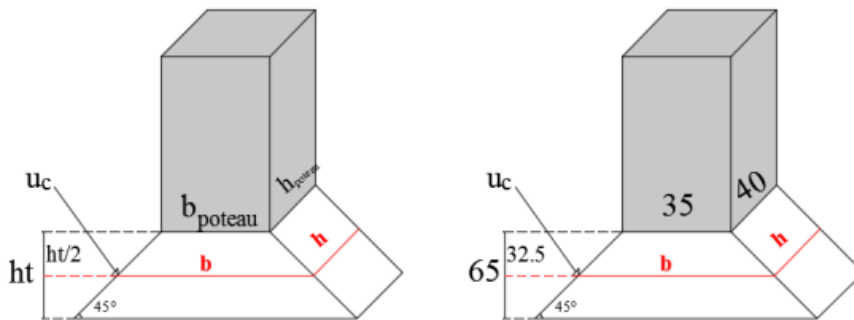


Fig. 6.3 : Le périmètre ou milieu de fille

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(b + 2 \times \frac{h_t}{2} \right) + \left(h + 2 \times \frac{h_t}{2} \right) \right] \quad (6.6)$$

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(0.35 + 2 \times \frac{1}{2} \right) + \left(0.4 + 2 \times \frac{1}{2} \right) \right] = 5.5 \text{ m}$$

$$Q_u = 1438.299 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.5 \times 0.5 \times \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 10^3 = 2063 \text{ KN} \quad \dots\dots\text{CV}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

6.3.2.6 Vérification de non soulèvement (effet de sous-pression) :

Elle est nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier la condition suivante :

$$W_{\text{tot}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}} \quad (6.7)$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radier}}$$

$$W_{\text{bâtiment}} = 7170.737 \text{ KN}$$

$$W_{\text{radier}} = (S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} + S_{\text{nerveure}} \times (h_{\text{nerveure}} - h_{\text{radier}})) \times \rho_{\text{béton armé}} \quad (6.8)$$

$$S_{\text{nerveure}} = S_{\text{nerverer}} \times n + S_{\text{nerverer}} \times n$$

$$S_{\text{nerverer}} = b_n \times L_n = 0.50 \times 22.9 = 11.45 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nerverer}} = b_n \times L_n = 0.50 \times 10.5 = 5.25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nerveure}} = 11.45 \times 3 + 5.25 \times 6 = 65.85 \text{ m}^2$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement. $F_s = 1.5$

w : Poids volumique de l'eau. $w = 10 \text{ KN/m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure. $Z = 2.4 \text{ m}$

$$W_{\text{radier}} = (274.85 \times 0.5 + 65.85 \times (1 - 0.5)) \times 25$$

$$= 4258.75 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} = 7170.737 + 4258.75$$

$$= 11429.487 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

$$10511.877 \text{ KN} \geq 1.5 \times 10 \times 2.4 \times 274.85$$

$$= 9894.6 \text{ KN} \quad \text{.....CV}$$

Il n'y a pas de risque de soulèvement.

6.3.2.7 Caractéristiques géométriques du radier :

$$I_{gx} = \frac{L_x \times L_y^3}{12} \quad (6.9)$$

$$I_{gy} = \frac{L_y \times L_x^3}{12} \quad (6.10)$$

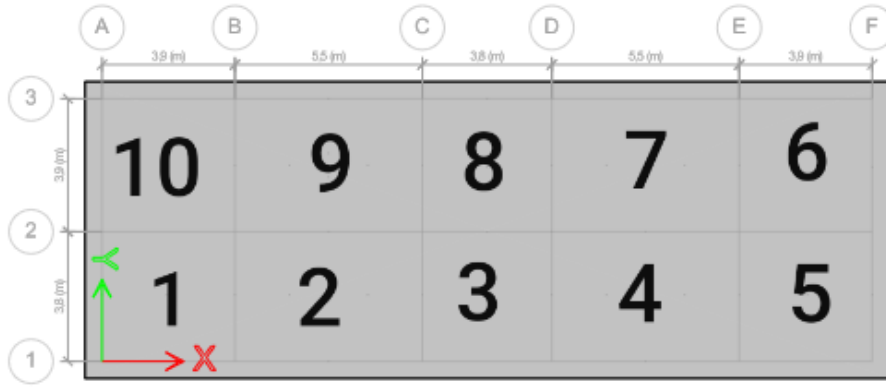


Fig. 6.4 : Numérotage des panneaux

Tab. 6.1 : Caractéristiques géométriques du radier

Panneau	L_x	L_y	S	I_{gx}	I_{gy}	$I_{gx} + I_{gy}$
1	3.8	3.9	14.82	18.784	17.83	36.618
2	3.8	5.5	20.9	52.685	25.15	77.835
3	3.8	3.8	14.44	17.376	17.38	34.752
4	3.8	5.5	20.9	52.685	25.15	77.835
5	3.8	3.9	14.82	18.784	17.83	36.618
6	3.9	3.9	15.21	19.279	19.28	38.557
7	3.9	5.5	21.45	54.072	27.19	81.260
8	3.9	3.8	14.82	17.83	18.78	36.62
9	3.9	5.5	21.45	54.07	27.19	81.26
10	3.9	3.9	15.21	19.28	19.28	38.56

$$D_x = X_{Gr} - X_i \quad (6.11)$$

$$D_y = Y_{Gr} - Y_i \quad (6.12)$$

$$I_{rx} = I_{gx} + S_i \times D_{xi}^2 \quad (6.13)$$

$$I_{ry} = I_{gy} + S_i \times D_{yi}^2 \quad (6.14)$$

Tab. 6.2 : Inertie et Centre de gravite du radier

Panneau	X_i	Y_i	S_i surface	$S_i \times X_i$	$S_i \times Y_i$	dx	dy	I_{rx}	I_{ry}
1	1.95	1.9	15.4	30.03	29.26	9.35	1.936	1365.091	75.584
2	6.65	1.9	18.6	123.69	35.34	4.65	1.936	454.864	94.900
3	11.3	1.9	15.2	171.76	28.88	0	1.936	17.376	74.377
4	15.95	1.9	18.6	296.67	35.34	-4.65	1.936	454.864	94.900
5	20.65	1.9	15.4	318.01	29.26	-9.35	1.936	1365.091	75.584
6	20.65	5.75	15.6	322.14	89.7	-9.35	-1.914	1383.070	76.398
7	15.95	5.75	18.8	299.86	108.1	-4.65	-1.914	460.575	96.024
8	11.3	5.75	15.4	174.02	88.55	0	-1.914	17.833	75.171
9	6.65	5.75	18.8	125.02	108.1	4.65	-1.914	460.575	96.024
10	1.95	5.75	15.6	30.42	89.7	9.35	-1.914	1383.070	76.398
Σ			167.4	1891.62	642.23			7362.408	835.359

• **Le centre de gravité des masses du radier (infrastructure)**

$$X_{Gr} = \frac{\sum_i X_i \cdot S_i}{\sum_i S_i} = 11.3 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum_i Y_i \cdot S_i}{\sum_i S_i} = 3.836 \text{ m}$$

• **Le centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure)**

$$X_{Gb} = \frac{M_y}{F_z} = \frac{225350.966}{19939.781} = 11,3016 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = \frac{M_x}{F_z} = \frac{75754.018}{19939.781} = 3,7991 \text{ m}$$

• **Détermination de l'excentricité**

$$e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| = |11.3016 - 11.3| = 0.0016 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| = |3.7991 - 3.836| = -0.0369 \text{ m}$$

conclusion :

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

6.3.2.8 Détermination des charges et des surcharges :

$$N = N_{radier} + N_{bâtiment}$$

$$N = G_{radier} + G_{nervure} + G_{sol} + G_{bâtiment} + Q$$

$$\begin{aligned}
G_{\text{radier}} &= S_{\text{radier}} \times h \times \rho_{\text{béton armé}} = 274.85 \times 0.50 \times 25 = 3435.6 \text{ KN} \\
h &= h_{\text{nerveure}} - h_{\text{radier}} = 1 - 0.5 = 0.5 \text{ m} \\
G_{\text{nerveure}} &= S_{\text{nerveure}} \times h \times \rho_{\text{béton armé}} = 65.85 \times 1 \times 25 = 1646.3 \text{ KN} \\
G_{\text{sol}} &= \gamma_m [S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - (V_{\text{radier}} + V_{\text{nerveure}})] \\
&= 18 \times [274.85 \times 2.4 - (137.425 + 65.85)] = 8214.57 \text{ KN} \\
G_{\text{bâtiment}} &= 16886.111 \text{ KN} \\
Q_{\text{bâtiment}} &= 3053.67 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nerveure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{bâtiment}} + Q$$

$$N = 3435.6 + 1646.3 + 8214.57 + 16886.111 + 3053.67 = 33236.2 \text{ KN}$$

6.3.2.9 Justification de la stabilité des fondations (A.5.7 RPA99/2003) :

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions des fondations et ouvrages de soutènement.

Suivant A.10.1.5 RPA99/2003 :

Vérification de la stabilité au renversement : Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (6.15)$$

Avec :

- e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : Moment dû au séisme (ELS).
- N : Charge verticale (ELS).

1^{er} cas suivant X-X (Lx=22.9m) :

$$Xe1 = \frac{My}{N} = \frac{225350.966}{19939.781} = 11,3016 \text{ m}$$

$$e1 = |X_{\text{ccm}} - Xe1| = |11,3016 - 14.13| = 0.0016 \text{ m} \leq \frac{Lx}{4} = \frac{22.9}{4} = 5.725 \text{ m} \dots \text{CV}$$

2^{ème} cas suivant Y-Y (Ly=10.5) :

$$Ye2 = \frac{Mx}{N} = \frac{75754.018}{19939.781} = 3,7991 \text{ m}$$

$$e2 = |Y_{\text{ccm}} - Ye2| = |3.7991 - 3.836| = -0.0369 \text{ m} \leq \frac{Ly}{4} = \frac{10.5}{4} = 2.625 \text{ m} \dots \text{CV}$$

6.3.2.10 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

$$\begin{aligned}
\sigma_{\text{sous radier}} &\leq 1.5 \times \overline{\sigma}_{\text{sol}} \\
\sigma_{\text{sous radier}} &= \frac{N}{S_{\text{radier}}} = \frac{33236.2}{274,85 \times 10^{-2}} = 1.209 \text{ bar}
\end{aligned}$$

$$1.5 \times \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \times 1.65 = 2,475 \text{ bar}$$

$$1.209 \text{ bar} \leq 2,475 \text{ bar} \Rightarrow \text{CV}$$

6.3.2.11 Vérification de la compression sous G+Q±E :

Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx} \times XG} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{yy} \times YG} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Sens XX

$$\begin{cases} \sigma_1 = \left(\frac{33236.2 \times 10^{-3}}{274,85} + \frac{225350.966 \times 10^{-3}}{7362,408} \times 11.3 \right) \\ \sigma_2 = \left(\frac{33236.2 \times 10^{-3}}{274,85} - \frac{225350.966 \times 10^{-3}}{7362,408} \times 11.3 \right) \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.466 - 0.225}{4} \end{cases} \implies \begin{cases} \sigma_1 = 0.466 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \\ \sigma_2 = -0.225 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \\ \sigma_{\text{moy}} = 0.293 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \end{cases}$$

Sens Y :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \left(\frac{33236.2 \times 10^{-3}}{274,85} + \frac{75754.018 \times 10^{-3}}{835,359} \times 3.836 \right) \\ \sigma_2 = \left(\frac{33236.2 \times 10^{-3}}{274,85} - \frac{75754.018 \times 10^{-3}}{835,359} \times 3.836 \right) \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.468 - 0.227}{4} \end{cases} \implies \begin{cases} \sigma_1 = 0.468 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \\ \sigma_2 = -0.227 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \\ \sigma_{\text{moy}} = 0.294 \text{ bar} \leq 2.475 \text{ bar} \end{cases}$$

6.3.2.12 La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions :

Dans le sens de la grande portée, le moment est donné par :

$$Mx = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

Dans le sens de la petite portée, le moment est donné par :

$$My = \mu_y \cdot q \cdot l_y^2$$

Tel que μ_x, μ_y sont des coefficients en fonction de :

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$$

et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. La fissuration est considérée comme préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau. Le calcul se fait sur une bande de largeur unité (1m).

6.3.2.13 Evaluation des charges :

ELU :

$$q_u = \frac{N_{u_batiment} + 1.35 \times N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{30182.556 + 1.35 \times 4258.75}{274.85} = 130.73 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{N_{s_batiment} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{30182.556 + 4258.75}{274.85} = 125.309 \text{ KN/m}^2$$

On utilise la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de poisson et de rapport :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

$$\rho = \frac{3.5}{5.15} = 0.68$$

$$0.4 \leq \rho = 0.68 \leq 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

6.3.2.14 Calcul des moments isostatiques :

d'après le tableau de ρ :

Tab. 6.3 : Tableau de ρ en ELU et ELS

	ELU	ELS
$\rho=0.71$	$\nu =0$	$\nu =0.2$
μ_x	0.067	0.0731
μ_y	0.45	0.596

ELU :

$$M_{O_x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.067 \times 130.73 \times 3.5^2 = 107.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_y} = \mu_y \cdot M_{O_x} = 0.45 \times 107.30 = 48.28 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{O_x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0731 \times 120.734 \times 3.5^2 = 108.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_y} = \mu_y \cdot M_{O_x} = 0.0596 \times 108.11 = 64.44 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations sur appuis et travée :

ELU :

Appuis

$$M_{a_x} = -0.5 \times M_{O_x} = -0.5 \times 107.30 = 53.65 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_{O_x} = 0.75 \times 107.30 = 80.47 \text{ KN.m}$$

Appuis

$$M_{a_y} = -0.5 \times M_{O_y} = -0.5 \times 48.28 = 24.14 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{O_y} = 0.75 \times 48.28 = 36.21 \text{ KN.m}$$

ELS :

Appuis

$$M_{a_y} = -0.5 \times M_{O_x} = -0.5 \times 112.21 = 56.11 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{O_x} = 0.75 \times 112.21 = 84.16 \text{ KN.m}$$

Appuis

$$M_{a_y} = -0.5 \times M_{O_y} = -0.5 \times 66.88 = 33.44 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{O_y} = 0.75 \times 66.88 = 50.16 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Tab. 6.4 : Calcul des armatures

-	sens	Mu (kN.m)	μ	α	β_u	As'	As _{cal} (cm ²)
travée	X-X	80.47	0.028	0.036	0.028	0	5.22
travée	Y-Y	36.21	0.013	0.016	0.0127	0	2.33
appuis	X-X	53.65	0.019	0.024	0.0189	0	3.46
appuis	Y-Y	24.14	0.008	0.011	0.0085	0	1.55

6.3.2.15 Condition de non fragilité :

$$A_{minx} = 0.0008 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.68}{2}\right) \times 1 \times 0.5 = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.5 = 4.00 \text{ cm}^2$$

La section adoptée :

Armatures longitudinales :

sens (x-x) :

En travée :

$$A_s = \max\{A_{S\text{ calcul}}, A_{s\text{ min}}\} = \max\{5.22 \text{ cm}^2, 4.64 \text{ cm}^2\} = 5.22 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9.24 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{A_{S\text{ calcul}}, A_{s\text{ min}}\} = \max\{3.46 \text{ cm}^2, 4.64 \text{ cm}^2\} = 4.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16 cm²

sens (y-y) :

En travée :

$$A_s = \max\{A_{S\text{ calcul}}, A_{s\text{ min}}\} = \max\{2.33 \text{ cm}^2, 4.64 \text{ cm}^2\} = 4.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{A_{S\text{ calcul}}, A_{s\text{ min}}\} = \max\{1.55 \text{ cm}^2, 4.64 \text{ cm}^2\} = 4.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16 cm²

Espacement des armatures :

En travée :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Sur appui :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature transversale :

- Calcul de la contrainte moyenne ultime :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte ultime :

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{130.73 \times 3.5 \times 5.15}{2 \times 5.15 + 3.5} = 193.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{193.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPA} < \tau'_u = 1.17 \text{ MPA} \Rightarrow CV$$

6.3.2.16 Vérification à ELS :

En travée :

Dans le béton :

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

Dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} = 201.64 \text{ MPa}$$

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Donc :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30 \times (d \times A_s) = 0$$

Calcul du moment d'inertie et du coefficient K :

Le moment d'inertie est calculé selon la formule :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d' - y)^2]$$

Le coefficient k est déterminé comme suit :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} est calculée comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPA$$

Si σ_{bc} est inférieure à $\bar{\sigma}_{bc}$, cela confirme la condition de vérification.

La contrainte dans l'acier σ_s est calculée comme suit :

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPA$$

Si σ_s est supérieure à $\bar{\sigma}_s$, cela confirme également la condition de vérification.

Tab. 6.5 : Vérification à ELS

Position	sens	M_{ser}	y(m)	$I(m^4)$	K	σ_{bc}	Vérifi	σ_s	Vérifi
travee	XX	84.16	0.0292	0.00246	34.178	1.00	CV	215.7	CNV
travee	YY	50.16	0.0225	0.00124	40.363	0.91	CV	258.8	CNV
appuis	XX	56.11	0.0253	0.00167	33.558	0.85	CV	213.8	CNV
appuis	YY	33.44	0.0225	0.00124	26.747	0.61	CV	172.5	CV

La contrainte de traction n'est pas vérifiée , donc on doit calculer les armatures à l'ELS .

Redimensionnement de la section sur la travée :

La formule pour le coefficient μ_{ser} est donnée par :

$$\mu_{ser} = \frac{30 \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Pour redimensionnement la section sur la travée, nous utilisons les équations suivantes :

$$\lambda = 1 + \mu$$

Et :

$$\cos(\phi) = \lambda^{-\frac{3}{2}}$$

Et :

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\phi}{3}\right)$$

La surface de l'acier A_s peut être calculée comme suit :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Tab. 6.6 : Résultats du redimensionnement de la section

sens	μ_{ser}	λ	$\cos(\phi)$	ϕ	α	σ_{bc}	As	CHOIX	As adop
travée X-X	0.062	1.062	0.914	23.113	0.302	5.05	15.90	8HA20	.18.85
appuis X-X	0.041	1.041	0.941	26.747	0.253	3.97	10.57	6HA16	12.06

Tab. 6.7 : Vérifications

sens	M_U	M_{ser}	α	δ	α'	$\alpha \leq \alpha'$
travée X-X	80.47	84.16	0.036	0.956	0.228	CV
travée Y-Y	36.21	50.16	0.016	0.722	0.111	CV
appuis X-X	53.65	56.11	0.024	0.956	0.228	CV
appuis Y-Y	24.14	33.44	0.011	0.722	0.111	CV

6.4 Étude du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50 cm, le calcul de ferrailage s'effectue sur une bande de largeur de 1m

Tab. 6.8 : Les données

b	h	d	L	q_u	q_{ser}
100	50	48	50	130.73	125.31
1	0.50	0.48	0.5	-	-

6.4.1 Calcul d'armature :

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{2}$$

6.4.1.1 La condition de non-fragilité peut être exprimée comme suit :

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tab. 6.9 : Étude du débord

M.max	μ	α	β_u	As.cal	As.min	As	choix	As.adop
16.34	0,005	0,006	0,005	0.98	5.80	5.80	4HA14	6.16

6.4.1.2 La vérification de l'effort tranchant :

peut être effectuée comme suit :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Et : T_u est calculé comme suit :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T_u = \frac{130.73 \times 0.5}{2}$$

$$T_u = 32.68 \text{ (kN)}$$

$$\tau = \frac{32.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.48} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.07 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{CV}$$

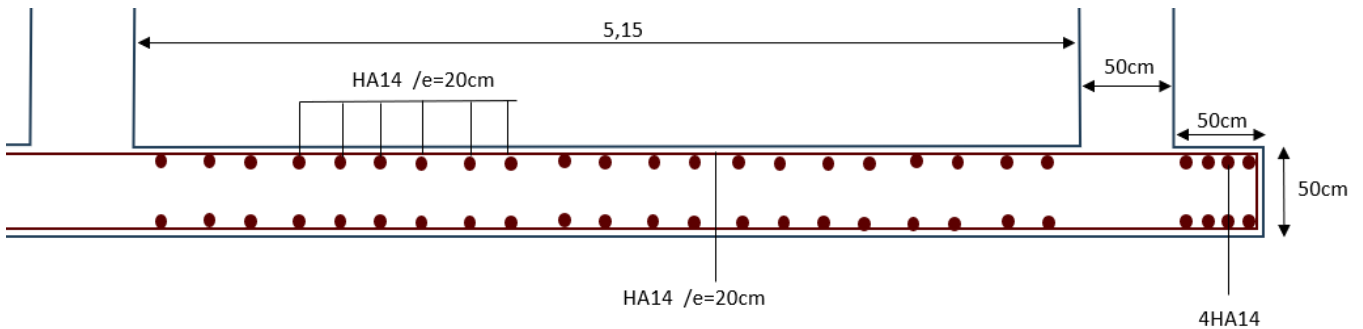


Fig. 6.5 : Ferrailage du radier sens x-x

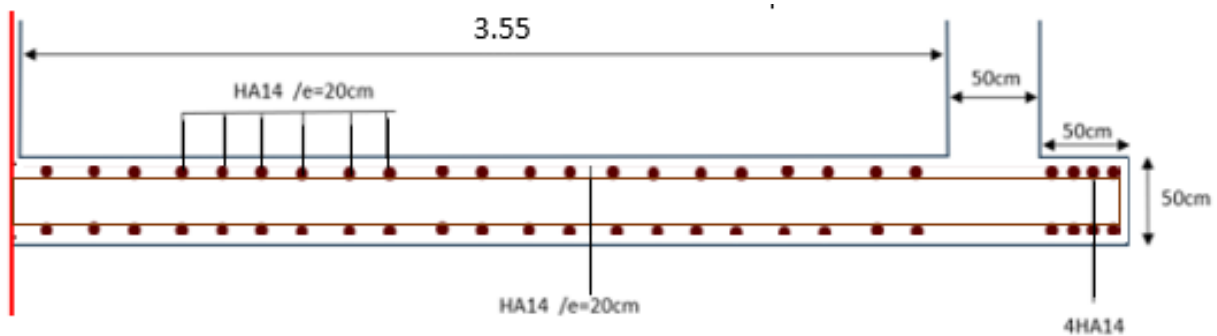


Fig. 6.6 : Ferrailage du radier sens Y-Y

6.5 Étude des nervure :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, elles sont calculées à la flexion simple. La répartition des charges sur chaque travée trapézoïdale pour Ly (la grande portée) et triangulaire pour Lx (la petite portée) selon les lignes de rupture.

Pour la simplification des calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties. On calcul ferrailage de nervure la plus sollicitée, et on l'adopte pour les autres nervures.

charges triangulaires :

$$P_{triangulaire} = \frac{1}{3} \times q \times L \quad (6.16)$$

p1=charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge triangulaire.

charges trapézoïdales

$$P_{trapze} = \frac{(q * L)}{2} * (1 - \frac{\rho^2}{3}) \quad (6.17)$$

p2=charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge trapézoïdale.

$$P_u = \frac{\sum P_u \times L}{\sum L_x} \quad (6.18)$$

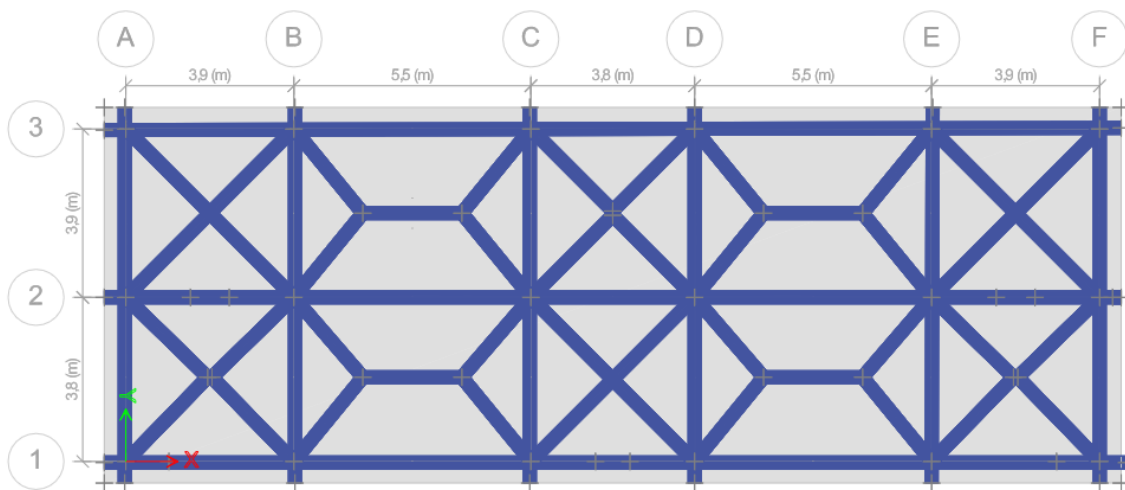


Fig. 6.7 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures

•Sens X-X :



Fig. 6.8 : Charges revenant aux nervures sens X-X

ELU :

Tab. 6.10 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens X-X

Travee	q_u	L	ρ	p_{triang}	p_{trapz}	p_{tot}	$p_{tot} * L$
A-B	130.73	3.55	0.958	154.697	161.096	315.793	1121.064
B-C	130.73	5.15	0.680	-	284.803	569.606	2933.472
C-D	130.73	3.45	0.986	150.340	152.472	302.811	1044.699
D-E	130.73	5.15	0.680	-	284.803	569.606	2933.472
E-F	130.73	3.55	0.958	154.697	161.096	315.793	1121.064
	Σ	20.85				Σ	9153.772
						$P_{equivalent}$	439.030

ELS :

Tab. 6.11 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens X-X

Travee	q_u	L	ρ	p_{triang}	p_{trapz}	p_{tot}	$p_{tot} * L$
A-B	125.310	3.55	0.958	154.697	154.417	309.114	1097.354
B-C	125.310	5.15	0.680	-	272.995	545.991	2811.852
C-D	125.310	3.45	0.986	150.340	146.150	296.490	1022.890
D-E	125.310	5.15	0.680	-	272.995	545.991	2811.852
E-F	125.310	3.55	0.958	154.697	154.417	309.114	1097.354
	Σ	20.85				Σ	8841.302
						$P_{equivalent}$	424.043

•Sens Y-Y :

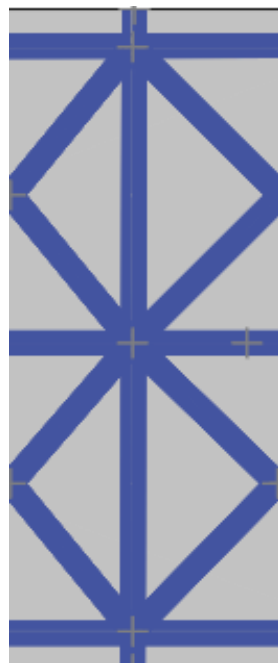


Fig. 6.9 : Charges revenant aux nervures sens Y-Y

ELU :

Tab. 6.12 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens Y-Y

Travee	q_u	L	p_{triang}	p_{tot}	$p_{tot} \cdot L$
1-2	130.73	3.4	148.161	296.321	1007.493
2-3	130.73	3.5	152.518	305.037	1067.628
	Σ	6.9		Σ	2075.121
				$P_{equivalent}$	300.742

ELS :

Tab. 6.13 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens Y-Y

Travee	q_u	L	p_{triang}	p_{tot}	$p_{tot} \cdot L$
1-2	125.310	3.4	142.018	284.036	965.722
2-3	125.310	3.5	146.195	292.390	1023.365
	Σ	6.9		Σ	1989.087
				$P_{equivalent}$	288.274

6.5.1 Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

6.5.1.1 Moment sur appui :

$$M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

$$M_a = 0.15 \cdot M_0$$

Appui de rive

$$M_a = \frac{p_w \cdot L_w^3 + p_e \cdot L_e^3}{8.5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

Appui intermédiaire

Pour la travée de rive :

$$L' = L$$

Pour la travée intermédiaire :

$$L' = 0.8 \times L$$

Sens X-X :

$$P(u) = 691.609 \text{ KN}$$

$$P(\text{ser}) = 668.001 \text{ KN}$$

Tab. 6.14 : moment sur appui sens X-X

$M_a(\text{ELU})$	103.741	772.222	682.862	682.862	772.222	103.741
$M_a(\text{ELS})$	100.200	745.962	665.459	665.459	745.962	100.200

Sens Y-Y :

$$P(u) = 300.742 \text{ KN}$$

$$P(\text{ser}) = 288.274 \text{ KN}$$

Tab. 6.15 : moment sur appui sens Y-Y

Appuis	1	2	3
$M_a(\text{ELU})$	69.077	421.393	69.077
$M_a(\text{ELS})$	66.213	403.922	66.213

6.5.1.2 Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme " x_0 " l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) :

$$x_0 = \frac{L - V_w}{V_e - V_w} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P \cdot L} \quad (6.19)$$

$$M_{0x} = \frac{PL}{2}x - \frac{P}{2}x^2 \quad (6.20)$$

$$M_t = M_{0x} + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \quad (6.21)$$

Sens X-X :

$$P(u) = 439.030 \text{ KN}$$

$$P(\text{ser}) = 424.043 \text{ KN}$$

Tab. 6.16 : Moment de flexion maximal en travée sens X-X

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.55	5.15	3.45	5.15	3.55
$x_0(\text{ELU})$	1.346	2.615	1.725	2.535	2.204
$M_0(\text{ELU})$	651.226	1455.178	1303.822	1455.178	651.226
$M_t(\text{ELU})$	294.010	728.322	620.960	728.322	294.010
$x_0(\text{ELS})$	1.346	2.612	1.725	2.538	2.204
$M_0(\text{ELS})$	628.996	1405.549	630.897	1405.549	628.996
$M_t(\text{ELS})$	283.974	700.463	-34.562	700.463	283.974

Sens Y-Y :

$$P(u) = 300.742 \text{ KN}$$

$$P(\text{ser}) = 288.274 \text{ KN}$$

Tab. 6.17 : Moment de flexion maximal en travée sens Y-Y

Travée	1-2	2-3
L(m)	3.4	3.5
x_0	1.355	2.085
M_0 (ELU)	416.721	443.665
M_t (ELU)	207.189	232.123
M_0 (ELS)	399.444	425.271
M_t (ELS)	198.600	222.499

6.5.2 Efforts tranchants au niveau d'appuis :

V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit sont calculés par les formules suivantes :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \left(\frac{P \cdot L}{2} \right) - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L} \right) \quad (6.22)$$

$$V_e = V_w + P \cdot L + \sum P_i \quad (6.23)$$

Sens X-X :

Tab. 6.18 : Efforts tranchants en appuis

Travée	V_w	V_e
A-B	-967.583	590.973
B-C	-1113.150	1147.853
C-D	-757.326	757.326
D-E	-1147.853	1113.150
E-F	-590.973	967.583

Sens Y-Y :

Tab. 6.19 : Efforts tranchants en appuis

Travée	V_w	V_e
1-2	-614.884	407.639
2-3	-425.637	626.961

6.5.3 Calcul des armatures :

$$\Rightarrow b = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = 0.9 \times h = 0.9 \text{ m} = 90 \text{ cm}$$

• Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 728.322 \text{ kN.m} \\ \underline{ELU} : M_a = 772.222 \text{ kN.m} \\ V_u = 1147.853 \text{ kN} \\ \underline{ELS} : M_t = 700.463 \text{ kN.m} \\ M_a = 745.862 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 232.123 \text{ kN.m} \\ \underline{ELU} : M_a = 421.393 \text{ kN.m} \\ V_u = 626.961 \text{ kN} \\ \underline{ELS} : M_t = 222.499 \text{ kN.m} \\ M_a = 403.922 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Tab. 6.20 : Les armatures

Sens	Mu	μ	As'	α	β_u	As(cm ²)
Travée X-X	728.322	0.127	0	0.170	0.136	24.966
Appuis X-X	772.222	0.135	0	0.181	0.145	26.598
Travée Y-Y	232.123	0.040	0	0.052	0.041	7.571
Appuis Y-Y	421.393	0.073	0	0.095	0.076	13.996

sens X-X :

6.5.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Appuis et sur Travée :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 50 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 5.434 \text{ cm}^2$$

6.5.3.2 Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h$$

En Appuis et sur Travée :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_s = \max(A_s, A_{S_{\min}}, A_s^{\text{RPA}})$$

En Appuis :

$$A_s = \max(26.598 \text{ cm}^2, 5.434 \text{ cm}^2, 25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 26.598 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9HA20= 28.27 cm²

En Travée :

$$A_s = \max(24.966 \text{ cm}^2, 5.434 \text{ cm}^2, 25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA20 = 25.13 cm²

6.5.3.3 Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :

En Appuis et sur Travée :

- Zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28.27 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 200 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

- Zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 100 = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 300 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

6.5.3.4 Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{1000}{35}, \frac{500}{10}, 20\right)$$

$$\phi_t = \min(28.57 \text{ mm}, 50 \text{ mm}, 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm} = 2.0 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 90; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(81 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 : l'espacement minimal des cadres en :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}, 12 * 2.0\right)$$

$$S_t \leq \min(25 \text{ cm}, 24)$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

- Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi_l$$

$$L = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

- Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

- Zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.5.3.5 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1147.853 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.9} = 2.551 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.551 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CNV}$$

On augmente la contrainte admissible de cisaillement en opérant une rotation des armatures transversales d'un angle de 45°

Donc la contrainte admissible de cisaillement est telle que :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right] = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.551 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

sens Y-Y :

6.5.3.6 Condition de non fragilité :

En Appuis et sur Travée :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 50 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 5.434 \text{ cm}^2$$

6.5.3.7 Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :

En Appuis et sur Travée :

$$A_s^{RPA} = 0.5\% \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_s = \max(A_s, A_{S_{\min}}, A_s^{RPA})$$

En Appuis :

$$A_s = \max(13.996 \text{ cm}^2, 5.434 \text{ cm}^2, 25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A_s = \max(7.571 \text{ cm}^2, 5.434 \text{ cm}^2, 25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

6.5.3.8 Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :

En Appuis et sur Travée :

• Zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 100 = 200 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 200 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

• Zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 100 = 300 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 300 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

6.5.3.9 Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{1000}{35}, \frac{500}{10}, 20\right)$$

$$\phi_t = \min(28.57 \text{ mm}, 50 \text{ mm}, 25 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 90; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(81 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 : l'espacement minimal des cadres en :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}, 12 * 2.0\right)$$

$$S_t \leq \min(25 \text{ cm}, 24)$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\phi_l$$

$$L = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

- **Section minimale des aciers transversaux :**

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.5.3.10 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{626,961 \times 10^{-3}}{0.40 \times 1.125} = 1.393 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.393 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

6.5.3.11 Vérification à ELS :

Il faut vérifier :

Pour le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y)$$

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Donc :

$$by^2 + 30(A_s)y - 30(dA_s) = 0$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{(b \times y^3)}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d' - y)^2]$$

Coefficient k :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tab. 6.21 : Vérification à ELS

-	Sens	M_{ser}	Y	I	K	σ_{bc}	Obs	$\bar{\sigma}_s$	σ_s	Obs
Travée	X-X	700.463	0.301	0.018	38.764	11.653	CV	201.63	348.510	CNV
Appuis	X-X	745.862	0.308	0.019	39.485	12.155	CV	201.63	350.723	CNV
Travée	Y-Y	222.499	0.301	0.018	12.313	3.702	CV	201.63	110.703	CV
Appuis	Y-Y	403.922	0.301	0.018	22.353	6.720	CV	201.63	200.968	CV

Tab. 6.22 : Ferrailage après vérification

	Sens	μ_{ser}	λ	ϕ	α	σ_{bc}	A_s	CHOIX	A_s adopt
Travée	X-X	0.257	1.257	44.85	0.418	9.654	45.03	10HA25	49.08
Appuis	X-X	0.274	1.274	45.97	0.428	10.058	48.04	10HA25	49.08

6.5.3.12 Les armatures de peau :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de hauteur

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2HA14 = 3.07 \text{ cm}^2/\text{face}$.

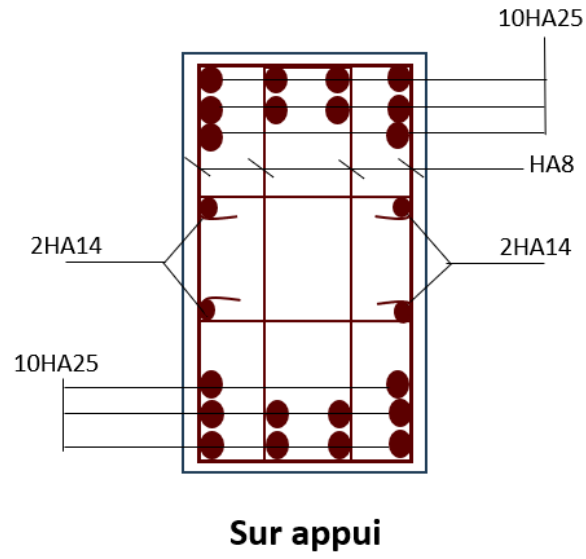


Fig. 6.10 : Ferrailage des nervures sens X-X en appui

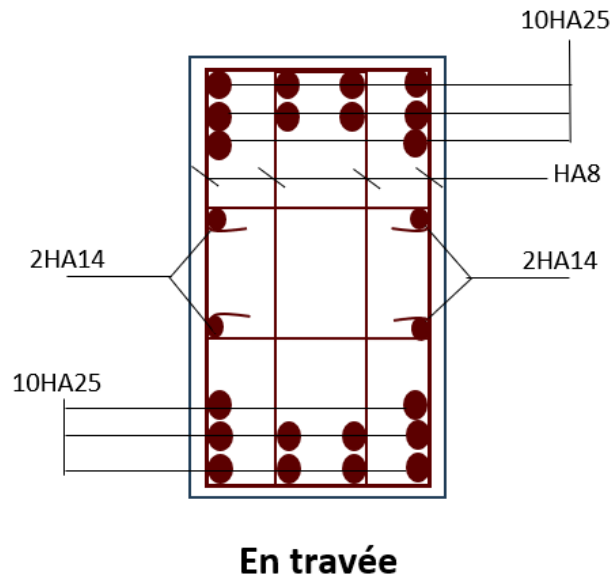


Fig. 6.11 : Ferrailage des nervures sens X-X en travée

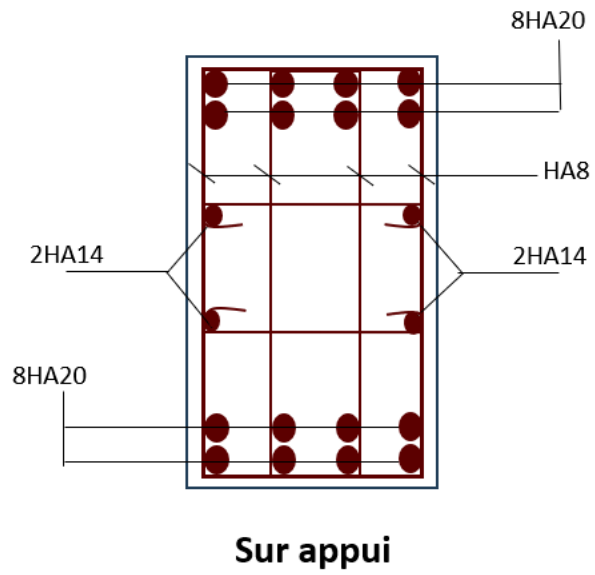


Fig. 6.12 : Ferrailage des nervures sens Y-Y en appui

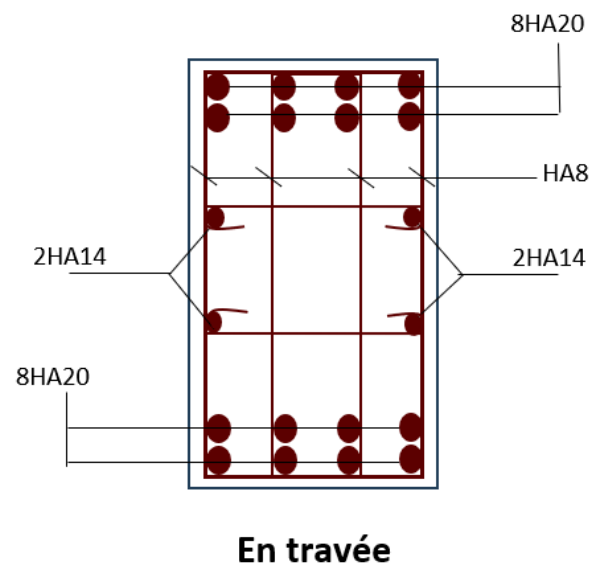


Fig. 6.13 : Ferrailage des nervures sens Y-Y en travée

6.6 Étude voile de Soutènement :

6.6.1 Pré-dimensionnement :

- L'épaisseur est de : $e = 20$ cm
- La hauteur du voile périphérique : $h = 2.95$ m

6.6.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

6.6.2.1 Cohésion :

$$c = 0.20 \text{ bar}$$

6.6.2.2 Poids spécifique du remblai γ_d :

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$$

6.6.2.3 Angle de frottement interne du remblai ϕ :

$$\phi = 24^\circ$$

6.6.2.4 Coefficient des poussées des terres actives K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin(24^\circ)}{1 + \sin(24^\circ)} = 0.42$$

- Une autre formule selon Rankine :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.42$$

On calcule la force (F) selon la formule de Rankine :

$$F = \frac{\gamma_d \cdot h^2 \cdot K_a}{2 \cdot \cos^2(\beta)}$$

Avec $\beta = 0$ (Massif horizontal) :

$$F = \frac{18 \cdot 2.5^2 \cdot 0.42}{2 \cdot \cos^2(0)} = 32.90 \text{ KN}$$

6.6.3 Ferrailage :

Le voile est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis. Les caractéristiques du plus grand panneau sont :

$$L_x = 2.95 \text{ m}; \quad L_y = 5.15 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$d = e \times 0.9 = 20 \times 0.9 = 0.18 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2.95}{5.15} = 0.57 \Rightarrow$$

Le panneau travail dans les deux sens.

6.6.3.1 Sens X-X :

Pour ELU : $\nu = 0$

- $\nu = 0$
- $\mu_x = 0.0852$
- $\mu_y = 0.266$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0852 \times 32.90 \times 2.95^2 = 24.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 24.39 \times 0.266 = 6.49 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_t = 0.75 * M_x = 18.29 \text{ KN.m}$
- Sur appui : $M_a = 0.5 * M_x = 12.20 \text{ KN.m}$

Pour ELS : $\nu = 0.2$

- $\mu_x = 0.0897$
- $\mu_y = 0.442$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0897 \times 32.90 \times 2.95^2 = 25.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 25.68 \times 0.442 = 11.35 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_t = 0.75 * M_x = 19.26 \text{ KN.m}$
- Sur appui : $M_a = 0.5 * M_x = 12.84 \text{ KN.m}$

6.6.3.2 Sens Y-Y :

Pour ELU : $\nu = 0$

- $\nu = 0$
- $\mu_x = 0.0852$
- $\mu_y = 0.266$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0852 \times 32.90 \times 2.95^2 = 24.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 24.39 \times 0.266 = 6.49 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_t = 0.75 * M_y = 4.87 \text{ KN.m}$
- Sur appui : $M_a = 0.5 * M_y = 3.24 \text{ KN.m}$

Pour ELS : $\nu = 0.2$

- $\mu_x = 0.0897$
- $\mu_y = 0.442$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0897 \times 32.90 \times 2.95^2 = 25.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 25.68 \times 0.442 = 11.35 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_t = 0.75 * M_y = 8.51 \text{ KN.m}$
- Sur appui : $M_a = 0.5 * M_y = 5.67 \text{ KN.m}$

Tab. 6.23 : Ferrailage

-	Sens	μ	α	β	A_s
Travée	X-X	0.0399	0.0509	0.0407	2.98
Travée	Y-Y	0.0106	0.0133	0.0107	0.78
Appuis	X-X	0.0266	0.0337	0.0269	1.97
Appuis	Y-Y	0.0071	0.0089	0.0071	0.52

6.6.4 Condition de non-fragilité :

$$A_{s,\min x} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.57}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.942 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0.1\% \times h \times b = 0.1\% \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min y} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

6.6.4.1 Section adoptée :

Sens X-X :

En travée :

$$A_s = \max\{2.98 \text{ cm}^2; 1.942 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2\} = 2.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{1.97 \text{ cm}^2; 1.942 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2\} = 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

Sens Y-Y :

En travée :

$$A_s = \max\{0.78 \text{ cm}^2; 1.942 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2\} = 2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{0.52 \text{ cm}^2; 1.942 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2\} = 2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

6.6.4.2 Espacement :

Les espacements maximaux dans le cas des charges uniformément réparties en fissuration préjudiciable sont .

Sens X-X et Sens Y-Y :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 20; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{4h; 40 \text{ cm}\} = \min\{4 \times 20; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

6.6.4.3 Vérification de l'effort tranchant :

Sens X-X :

$$T_x = \frac{F \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{32.90 \times 2.95 \times 5.15}{2 \times 2.95 + 5.15} = 37.72 \text{ KN}$$

Sens Y-Y :

$$T_y = \frac{F \times L_y}{3} = \frac{32.90 \times 5.15}{3} = 56.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{56.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{F_{c28}}{\lambda_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

6.6.4.4 Vérification à L'ELS :

Tab. 6.24 : Vérification à L'ELS

-	Sens	M_{ser}	y	I	K	σ_{bc}	vérifie	σ_s	vérifie
Travée	X-X	19.26	0.0367	0.0001	170.138	6.25	CV	365.6	CNV
Travée	Y-Y	8.51	0.03674	0.00011	75.201	2.76	CV	161.60	CV
Appuis	X-X	12.84	0.03674	0.00011	113.425	4.17	CV	243.75	CNV
Appuis	Y-Y	5.67	0.03674	0.00011	50.134	1.84	CV	107.74	CV

6.6.4.5 Redimensionnement à L'ELS :

Tab. 6.25 : Redimensionnement à L'ELS

	sens	μ_{ser}	λ	$\cos \Phi = \lambda^{-3/2}$	Φ	α	σ_{bc}	A_s	CHOIX	A_s adop
travée	X-X	0.088	1.088	0.881	28.24	0.266	4.871	5.78	4T14	6.16
appuis	X-X	0.059	1.059	0.918	23.36	0.222	3.836	3.80	4T12	4.52

6.6.4.6 Vérification de la flèche (CBA93 B.7.5) :

Tab. 6.26 : Vérification de la flèche

-	$\frac{A_s}{bd}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_{tser}}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
Sens X-X	0.002	0.005	CV	0.2	0.075	CV
Sens Y-Y	0.002	0.005	CV	0.2	0.075	CV

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

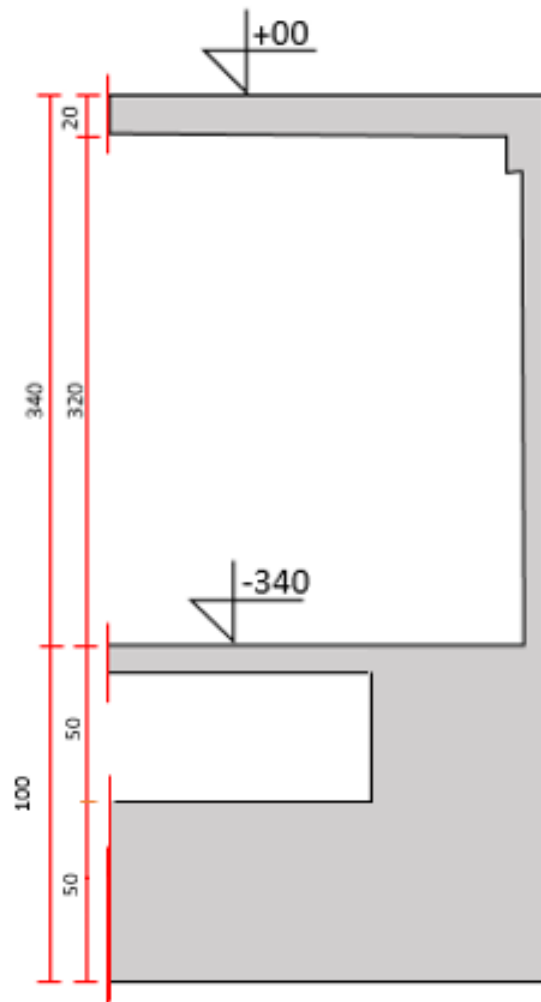


Fig. 6.14 : dimensionnement de mur de Soutènement

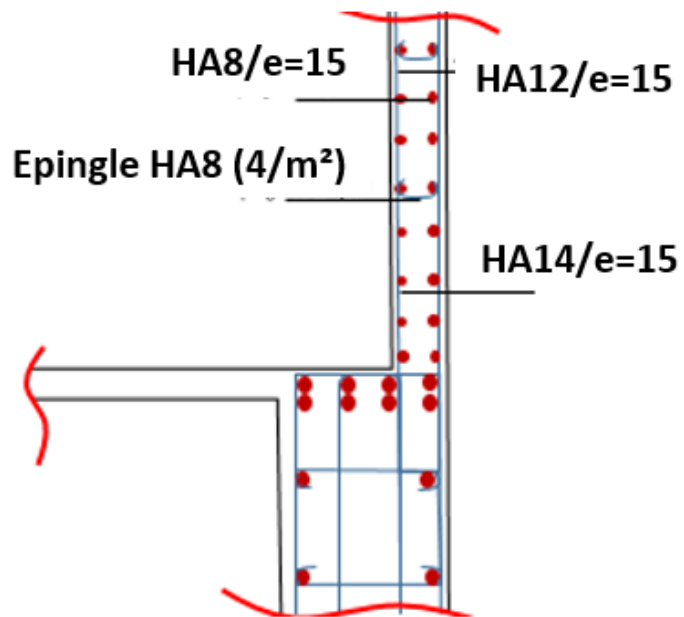


Fig. 6.15 : ferrailage du mur de Soutènement

Chapitre 7

Conclusion

Cette étude menée dans le cadre de ce projet a permis de mettre en pratique les concepts théoriques du cycle de formation de l'ingénieur. Elle nous a également familiarisés avec diverses techniques de calcul, les principes régissant notre domaine d'étude, et nous a offert l'opportunité d'acquérir de nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul et d'analyse des structures. Nous avons notamment exploré l'utilisation de logiciels tels qu'ETABS 20.3.0 et AUTOCAD, facilitant ainsi l'analyse et la conception structurale, tout en optimisant notre efficacité.

Les avancées significatives dans la compréhension des séismes et la maîtrise de leurs effets nécessitent une constante mise à jour des normes parasismiques. Ceci vise à assurer une protection adéquate des vies humaines et des constructions face aux forces sismiques, en tenant compte également des aspects économiques.

En génie civil, notre intérêt se porte sur la résistance, la durabilité et l'efficacité économique des structures. Nous aspirons à ce que ce projet serve de tremplin pour d'autres initiatives au cours de notre parcours professionnel.

Annexes

.1 Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud) :

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Fig. 1 : Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud)

.2 Sections réelles d'armatures :

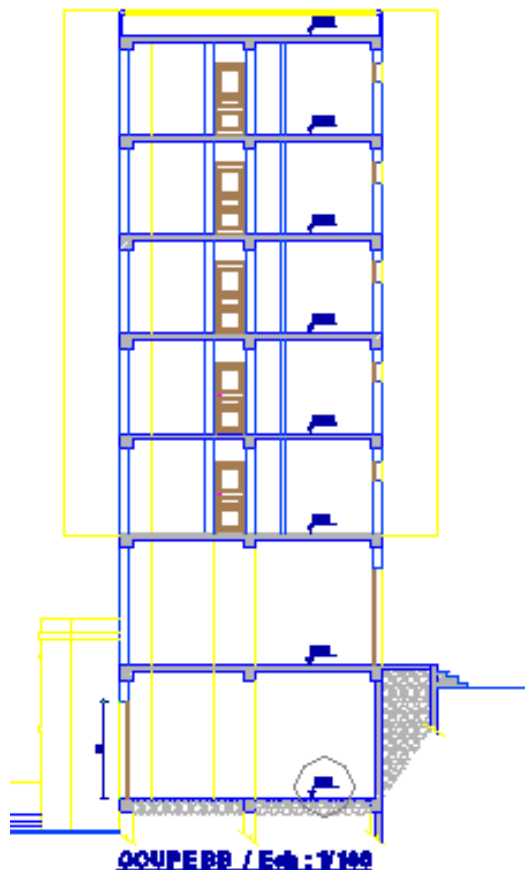
\varnothing (mm) N barres	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Fig. 2 : Sections réelles d'armatures

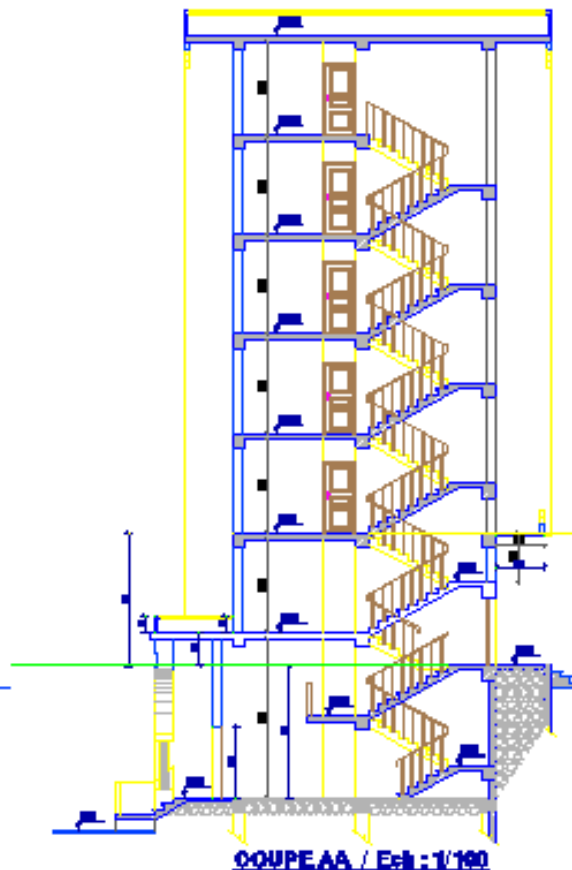


FAÇADE POSTERIEURE / Ech : 1/100

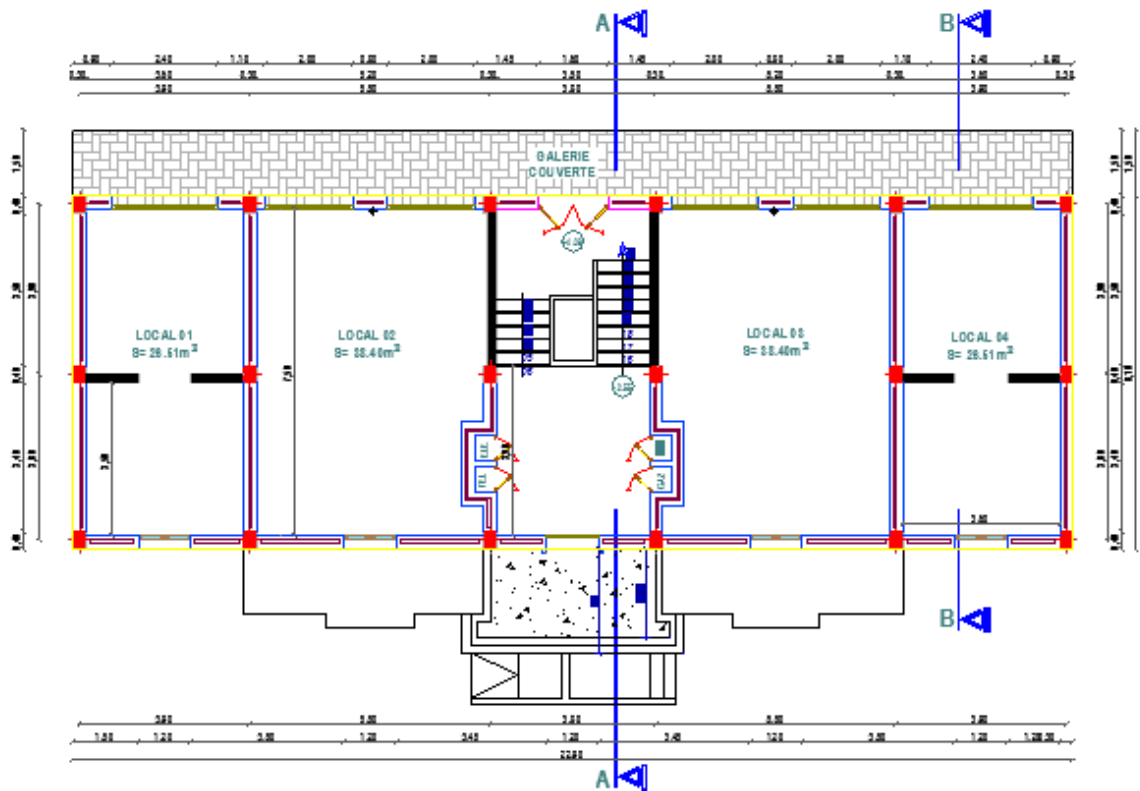
CELLULE BARRE C+5



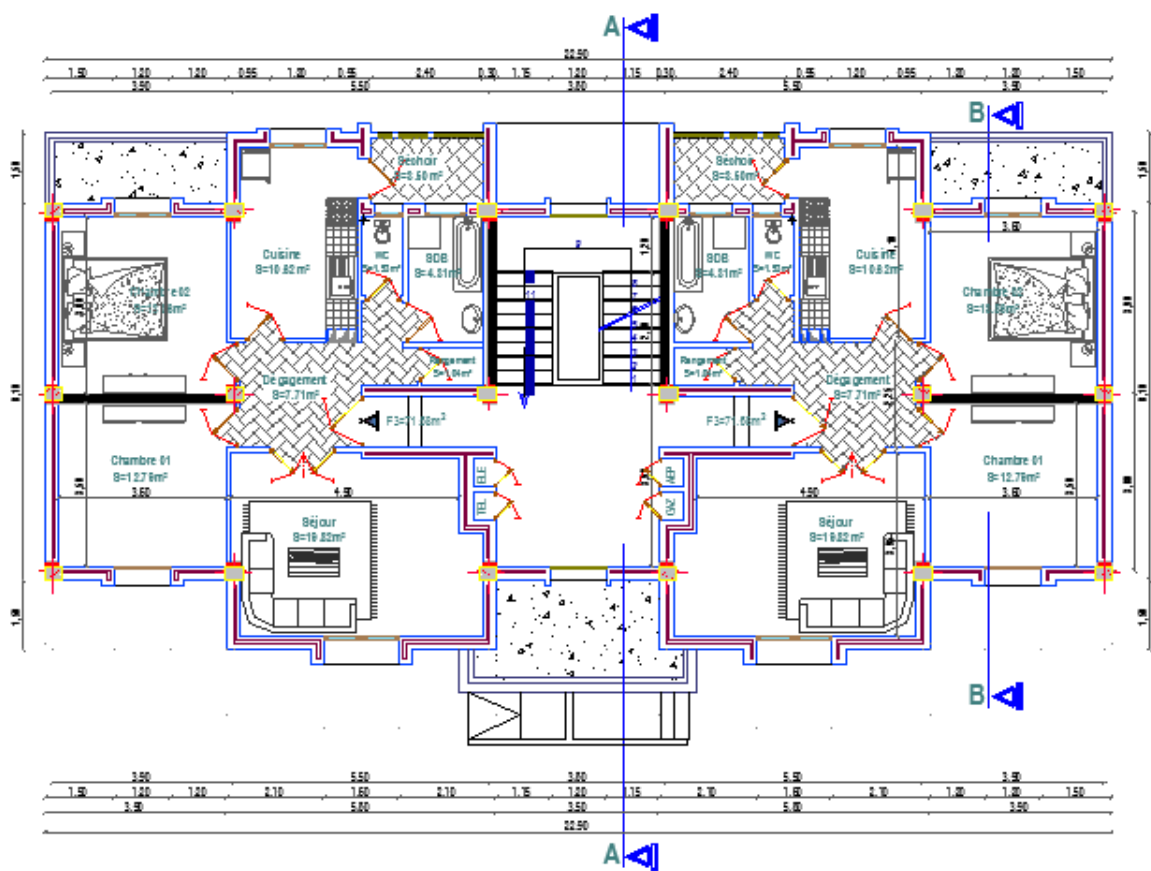
COUPE BB / Ech : 1/100



COUPE AA / Ech : 1/100

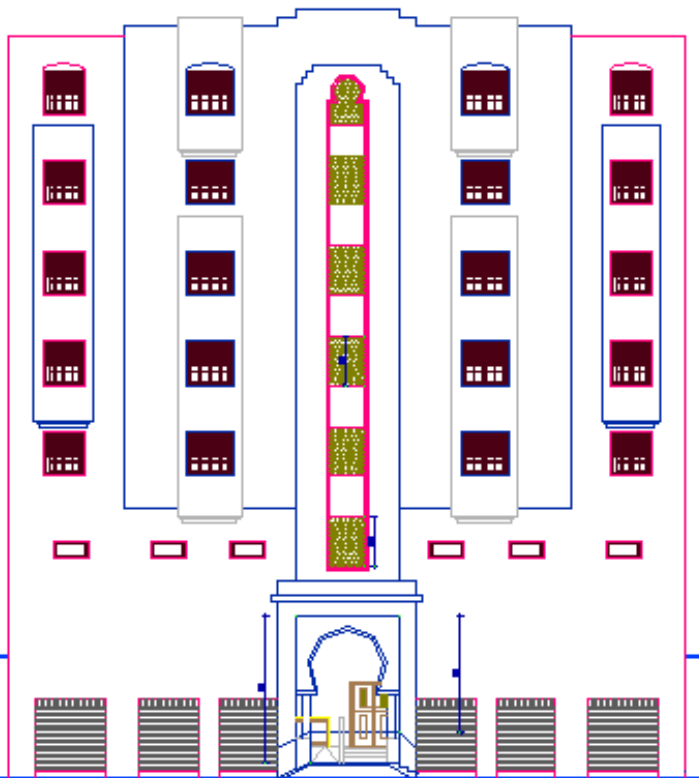


VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE / Ech : 1/100
CELLULE BARRE S.S+C+5



VUE EN PLAN ETAGE COURANT / Ech : 1/100
CELLULE BARRE R+5

FAÇADE PRINCIPALE
Ech : 1/100



Bibliographie

1. Document technique règlementaire DTR B.C. 2.48 (Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003).
2. Document technique règlementaire DTR B.C. 2.41 (Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93).
3. Document technique règlementaire DTR B.C. 2.42 (Règles de conception et de calcul des murs en béton branché).
4. Document technique règlementaire DTR B.C. 2.2. (Charges permanentes et d'exploitation).
5. Jean-Pierre Mougain : Béton armé BAEL91 et DTU associés, Eyrolles, Paris.
6. Cours Béton armé : 1ère année structure, 3ème année licence.
7. Cours Béton armé : 1ère année Master structure.
8. Cours de Structure en béton armé.
9. Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes :
 - Study of building with base + five story Analyse with real accelerograph (Earthquake of El Harrouch Skikda 2020) - Presented by AYATI Rania.
 - Etude d'un Bâtiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs - Réalisé par BENMERABET AMINE.
 - pour spectre de réponse RPAv6 [Pr.BOUZERD Hamoudi]