

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'un hôtel en béton armée
RDC+1 2étage+sous sol

Presented by
Grirem aya

Supervised by
Bouzerd hamoudi

Defense date
26/06/2024

Examining board :

Djebien Rachid
Bouzerd Hamoudi
Remrem Sabri

MCA
Professor
MA-A

President
Rapporteur
Supervisor

2023/2024

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم (قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنون)
الهي لا يطيب الليل الا بشركك .. ولا يطيب النهار الا بطاعتك .. ولا تطيب اللحظات الا
بذكرك الا تطيب الآخرة الا بعفوك ولا تطيب الجنة الا بطيب الجنة الا برويتك
الله جل جلاله

الى من بلغ الرسالة وادى الأمانة .. ونصح الأمة .. الى نبي الرحمة ونور العالمين
سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

الى من احمل اسمه بكل افتخار .. الى من كلفه الله بالهيبة والوقار .. الى من علمني العطاء
بدون انتظار . ارجو من الله ان يمد في عمرك لترى ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار وستبقى
كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم وفي الغد والى الابد
والدي العزيز

الى ملاكي في الحياة .. الى معنى الحب والى معنى الحنان والتفاني .. الى بسمة الحياة وسر
الوجود الى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي الى اغلى الحبايب
امي الحبيبة

الى من بهم اكبر وعليهم اعتمد .. الى شمعة متقدة تير ظلمة حياتي .. الى من بوجودهم
اكتسب قوة ومحبة لا حدود لها
الى من عرفت معهم معنى الحياة
اخواتي

الى من أرى التفاؤل بعينه والسعادة في ضحكته الى شعلة الذكاء والنور الى الوجه المفعم
بالبراءة وبمحبتك ازهرت ايامي وتفتحت براعم الغد
انجي

الى الاخوات التواتي لم تلدهن امي . الى من تحلوا بالاخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء اللى ينايع
الصدق الصافي الى من معهم سعدت . وبرفقتهم في دروب الحياة الحلوة والحزينة سرت الى من
كانوا معي على طريق النجاح والخير الى من عرفت كيف اجدهم وعلموني ان لا اضيعهم
صديقاتي

احب ان اختم الاهداء الى شريكتي في العمل وأتمنى لك مزيد من النجاح والتلق . .

شكر

الحمد لله حمدا كثيرا حتى يبلغ الحمد منتهاه والصلاة والسلام على اشرف مخلوق اناره الله بنوره واصطفاه

انطلاقا من قوله تعالى "من يشكر فإنما يشكر لنفسه" > لقمان -21- < وكذلك حديث الرسول صلى الله عليه وسلم "من لم يشكر الناس لن يشكر الله" □

نتقدم باجمل عبارات الشكر والامتنان من قلوب فائضة بالمحبة والاحترام والتقدير له. ونقدم ازكى تحياتنا واجملها واثناها نرسلها لك بكل الود والحب والإخلاص..... شاكرين لك كل ما قدمته وما نصحت لنا به في اشرافك على هذا البحث . فلك منا كل الشكر والامتنان
الدكتور الفاضل بو زرد حمودي

كما نتقدم بجزيل الشكر والعطاء الى كل يد رافقتنا في هذا العمل سواء من قريب او من بعيد والشكر موصول كذلك الى اوليائنا اللذين سهروا على تقديم لنا كل الظروف الملائمة لانجاز هذا العمل كما لا ننسى ان نشكر جميع الأساتذة والمؤطرين اللذين قدموا لنا يد المساعدة و الى كل الزملاء والأساتذة اللذين تملهدنا على أيديهم واخذنا منهم الكثير و كذلك نشكر أعضاء لجنة التحكيم على قراءة هذه المذكرة و تقييمها .

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لفندق سياحي مكون من طابق تحت ارضي وطابق ارضي زائد 12 طابق علوي والذي تم إنشاؤه في ولاية سكيكدة المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري الزلزالي. باستعمال قواعد الحساب والتحقق (DTR, RPA99/V2003, CBA93) قنا بحساب الابعاد وتحديد مقدار التسليح اللازم لاستقرار المبنى كما تمت ندمجة البنية باستعمال برنامج يعتمد على طريقة العناصر المنتهية (Etabs v21) في الأخير قنا بدراسة البنية التحتية للبنية الكلمات المفتاحية: تسليح, خرسانة CBA93, RPA99V2003, ETABS21

Abstract

This project is a detailed study of a tourist hotel consisting of a basement, a ground floor, and an additional 12 upper floors, constructed in the state of Skikda, classified as a moderate seismic zone according to the Algerian seismic code (DTR, RPA99/V2003, BAEL99(CBA93)). Using calculation and verification standards, we calculated the dimensions and determined the amount of reinforcement necessary for the stability of the building. Additionally, the building was modeled using a program based on the finite element method (ETABS21).

Finally, we conducted a study of the building's infrastructure.

Keywords : concrete ,reinforcement, ETABS21, RPA99/V2003, BAEL99(CBA93)

Résumé

Ce projet consiste en une étude détaillée d'un hôtel touristique composé d'un sous-sol, d'un rez-dechaussée et de 12 étages supérieurs, situé dans la wilaya de Skikda, classée zone à risque sismique modéré selon la réglementation sismique algérienne (DTR, RPA99/V2003, BAEL99(CBA93)). En utilisant les normes de calcul et de vérification, nous avons calculé les dimensions et déterminé la quantité d'armature nécessaire pour assurer la stabilité du bâtiment. De plus, le bâtiment a été modélisé à l'aide d'un logiciel basé sur la méthode des éléments finis(ETABS21). Enfin, nous avons étudié l'infrastructure de l'édifice.”

Mots-clés : armature en béton, ETABS21, RPA99/V2003, BAEL99(CBA93)

Liste des tableaux

1.1	Valeurs de E_{ij} et E_{vj} pour différentes valeurs de f_{c28}	7
1.2	Caractéristiques géométriques des barres d'aciers	8
2.1	Evaluation des charges permanentes du plancher Terrasse	23
2.2	Evaluation des charges permanente d'un plancher etage courant.	24
2.3	Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine(balcon)	24
2.4	Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine(Sous sol)	25
2.5	la charge permanente de mur extérieur.	25
2.6	la charge permanente de mur intérieur.	26
2.7	Évaluation des charges permanents au niveau du paillasse.	26
2.8	Évaluation des charges permanents au niveau du pallier.	27
2.9	Surfaces des planchers reprises pour chaque type de poteaux	29
2.10	Poteau central P2(D=80)	29
2.11	Poteau central P2(D=80)	30
2.12	Poteau central P2(D=80)	31
2.13	poteau d'angle P1(40*60)	32
2.14	poteau d'angle P1(40*60)	33
2.15	poteau d'angle P1(40*60)	34
2.16	poteau de rive P1(40*60)	35
2.17	poteau de rive P1(40*60)	36
2.18	poteau de rive P1(40*60)	37
2.19	: Les charges d'exploitation poteau centrale	38
3.1	Moment en travées aL'ELU type1	65
3.2	Moment en travées a L'ELS type1	66
3.3	Effort Tranchant type1	66
3.4	Ferraillage à l'ELU	68
3.5	moment sur travée.	68
3.6	moment sur travée.	69
3.7	L'effort tranchant.	70
3.8	calcul du Ferraillage	70
3.9	moment sur travée à L'ELu.	71
3.10	moment sur travée à L'ELS.	71
3.11	l'effort tranchant	72
3.12	calcul du Ferraillage	72
3.13	moment en travée à L'ELU	73
3.14	moment en travée à L'ELS	73
3.15	effort Tranchante.	74
3.16	moment sur travée.	75
3.17	moment sur travée.	75
3.18	Effort tranchant	76
3.19	calcul du ferraillage	76
3.20	moment sur travée A L'ELS	77
3.21	moment sur travée A L'ELS	78

3.22 Effort Tranchant.	78
3.23 calcul du ferrailage	79
3.24 moment sur travée à ELU.	79
3.25 moment sur travée à ELS.	80
3.26 Effort Tranchant.	80
3.27 vérifications des contraintes	82
3.28 calcul du ferrailage	88
3.29 vérification des contraintes	88
3.30 tableau récapitulatif des résultats	95
3.31 calcul des moment	96
3.32 calcul de ferrailage en travée	97
3.33 calcul de ferrailage sur appuis	97
3.34 calcul de ferrailage en travée	97
3.35 calcul de ferrailage sur appuis	97
3.36 vérification des contraintes	98
4.1 distance entre le centre des masse et des rigidité sens X-X	102
4.2 distance entre le centre des masse et des rigidité sens Y-Y	103
4.3 Centre de masse par étage	105
4.4 Centre de torsion par étage	106
4.5 Excentricité théorique	106
4.6 Excentricité accidentelle	107
4.7 Excentricité combinée par étage	108
4.8 Excentricité à retenir	108
4.9 Résultats du test de convergence	109
4.10 Tempriqueueand Theoretical Values of T_x and T_y	112
4.11 Vérification de la période fondamentale	113
4.12 La période fondamentale	113
4.13 Valeurs des pénalité	115
4.14 Valeurs des pénalité	116
4.15 Vérification d'effort normal réduit	123
4.16 Vérification d'effort normal réduit	124
4.17 Caractéristiques des poteaux	124
4.18 Caractéristiques des poteaux	125
4.19 les trois premiers modes	125
4.20 Comparaison de V_{dyn} et $0,8 * V_{sta}$ avec observations	126
4.22 Vérification des déplacements relatifs	127
4.23 Vérification des déplacements relatifs	128
4.24 Vérification de l'effet $P - \Delta$	130
4.25 Vérification de l'effet $P - \Delta$	130
5.1 Les sollicitations maximal pour les poutres principales	134
5.2 Ferrailage du Poutre Principales (35*50)	134
5.3 Les sollicitations maximal pour les poutres principales	140
5.4 Ferrailage du Poutre Secondaire (45*30)	140
5.5 Ferrailage du Poutre Secondaire (45*30)	145
5.6 : Les sollicitations maximal pour les poutres secondaire	145
5.7 Les sollicitations sur le poteau(60*90)	154
5.8 Excentricité et type de section du poteau	155
5.9 calcul du ferrailage	155
5.10 Ferrailage transversal des poteaux	156
5.11 La section minimale des armatures transversales des poteaux	156
5.12 choix des armatures	159
5.13 Les sollicitations sur le poteau(90)	161

5.14	Excentricité et type de section du poteau	162
5.15	Ferraillage transversal des poteaux	163
5.16	les armatures transversales des poteaux	163
5.17	choix des armatures	165
5.18	Sollicitation sur voiles (V1)	170
5.19	Caractéristiques géométriques des voiles	173
5.20	Calcul les contraintes dans les voiles	173
5.21	calcul des dimensions des voile	174
5.22	Excentricité de section des voiles	174
5.23	Calcul le ferraillage des voiles	174
5.24	Vérification les contraintes de cisaillement des voiles	174
5.25	Calcul les armatures horizontales des voiles	174
6.1	Caractéristiques géométriques du radier	184
6.2	Inertie et Centre de gravite du radier	185
6.3	calcul des ferraillage du radier	189
6.4	verification des contraintes	190
6.5	Résultats du redimensionnement de la section	191
6.6	verification des contraintes	191
6.7	Description des données	191
6.8	calcul des ferraillage	192
6.9	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens XX	194
6.10	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens XX	194
6.11	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens YY	195
6.12	Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens YY	195
6.13	Moment sur appui sens XX	196
6.14	Moment sur appui sens YY	196
6.15	Moment sur travée sens XX	196
6.16	Moment sur travée sens YY	197
6.17	Effort tranchant des nervures des fondations sens XX	197
6.18	Effort tranchant des nervures des fondations sens YY	197
6.19	calcul des ferraillage	198
6.20	verification des contraintes	203
6.21	Les armatures à l'ELS dans les deux sens	203
6.22	calcul des ferraillage	205
6.23	verification des contraintes	207
6.24	verification de la flèche	207

Table des figures

1.1	3
1.2	Règle des trois pivots	10
1.3	Daigramme contraintes- déformations du béton	11
1.4	Daigramme rectangulaire	12
1.5	Daigramme rectangulaire	12
2.1	Plancher à corps creux	17
2.2	Pré-dimensionnement de la poutrelle	17
2.3	Schéma de balcon	19
2.4	Schéma de acrotère	19
2.5	20
2.6	Coupe de voile en plan	22
2.7	composant d'un Plancher terrasse	23
2.8	plancher dalle pleine	24
2.9	mur extérieur	25
2.10	Poteau central P2(D=80cm)	29
2.11	poteau d'angle	32
2.12	Poteau de rive	35
3.1	Présentation du schéma statique de l'acrotère	40
3.2	Schéma de ferrailage L'acrotère	45
3.3	coupe A-A de l'acrotère	45
3.4	50
3.5	ferrailage des poutres palier	56
3.6	61
3.7	plancher terrasse	62
3.8	Diagramme des moments plancher terrasse à ELU	65
3.9	Diagramme des moments plancher terrasse à ELS	66
3.10	daigramme des effort tranchant	67
3.11	coupe de section rectangulaore et section en Té	67
3.12	Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELU	69
3.13	Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELS	69
3.14	Daigramme des efforts tranchant étage courant àL'ELU	70
3.15	Daigramme des moment étage courant à L'ELU	71
3.16	Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELS	71
3.17	Daigramme des efforts tranchant étage courant àL'ELU	72
3.18	Diagramme des moments étage courent à ELU	73
3.19	Daigramme des moment étage courant àL'ELS	74
3.20	Daigramme des efforts tranchant étage courant àL'ELU	74
3.21	Daigramme des moments sur travée àL'ELU	75
3.22	Daigramme des moments sur travée àL'ELS	76
3.23	Daigramme des efforts tranchant àL'ELU	76
3.24	Daigramme des moments sur travée àL'ELU	77
3.25	Daigramme des moments sur travée àL'ELS	78

3.26	Daigramme des efforts tranchant à l'ELU	78
3.27	Daigramme des moments sur travée à l'ELU	80
3.28	Daigramme des moment sur travée à l'ELS	80
3.29	Daigramme des efforts tranchant à l'ELU	81
3.30	schéma de ferrailage du plancher à corps creux	86
3.31	ferrailage de dalle pleine	90
3.32	coupe longitudinale de la cages d'ascenseur	91
3.33	Dimensions de l'ascenseur	92
3.34	ferailage de la dalle machine	98
4.1	zones sismiques [Cours Pr.BOUZERD]	100
4.2	limites des décrochements en plan	103
4.3	Condition minimales sur les files de contreventement sens x-x	114
4.4	modélisation de la structure	119
4.5	spectre de réponse sens X	120
4.6	spectre de réponse sens Y	120
4.7	Comportement du 1er mode : Translation	121
4.8	Comportement du 2ème mode : Translation	121
4.9	comportement du 3ème mode: rotation	121
4.10	disposition des voiles	122
5.1	ferrailage des poutre principale	139
5.2	poutres secondaire (30x45)cm	149
5.3	ferrailage de poteaux (30*45)	149
5.4	Organigramme de justification l'état de contrainte des section soumises à la flexion composée	152
5.5	Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes	153
5.6	ferrailage des poteaux	159
5.7	Détail des ferrailage	160
5.8	ferrailage des poteaux	165
5.9	ferrailage de poteaux 90	166
5.10	Comportement du voile comme une console	167
5.11	disposition des armatures verticales dans les voiles	168
5.12	les type des voile	173
5.13	ferrailage de voile	175
5.14	ferrailage de voile d'ascenseur	175
6.1	Schéma d'une semelle isolée	177
6.2	radier général	178
6.3	Le périmètre ou milieu de fille	181
6.4	Numérotage des panneaux	183
6.5	ferrailage du radier dans le sens XX	192
6.6	ferrailage du radier dans le sens YY	192
6.7	La poutre nervure dans l'infrastructure.	193
6.8	la subdivision des charges suivant les lignes de ruptures	193
6.9	Charges revenant aux nervures sens XX	194
6.10	Charges revenant aux nervures sens YY	195
6.11	ferrailage des nervurer	203
6.12	ferrailage de voile périphérique	207
1	Sections réelles d'armatures	210
2	Dalle rectangulaires uniformément charges articulée sur leur contour	211
3		212
4	Plan de RDC	215
5	plan de 1 étage	216

6 Plan de sous sol 217

Table des matières

شكر	ii
ملخص	iii
Abstract	iv
Résumé	v
Introduction	1
1 Présentation du projet	2
1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de l'ouvrage	2
1.3 Caractéristiques dimensionnelles de la structure	2
1.4 Données du site :	3
1.5 Description structurale	3
1.5.1 Ossature et système de contreventement	3
1.5.2 Les planchers	3
1.5.3 Maçonnerie	4
1.5.4 Les revêtements	4
1.5.5 Les escaliers	4
1.5.6 L'acrotère	4
1.5.7 Balcons	4
1.5.8 Terrasses	4
1.5.9 L'infrastructure	4
1.6 Sécurité et réglementation	4
1.7 Règlements et normes utilisés	5
1.7.1 Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003)	5
1.7.2 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation	5
1.7.3 Indication générale sur le C.B.A 93 (les règles BAEL 91)	5
1.8 Les Caractéristiques des matériaux	5
1.8.1 Béton	5
1.8.2 Résistance mécanique du béton à la compression (CBA93 Art A2.1.1)	6
1.8.3 Traction	6
1.8.4 Modules d'élasticité	6
1.8.5 Module de déformation transversale	7
1.9 Autres propriétés du béton	7
1.10 Caractéristiques des aciers	7
1.10.1 Caractéristiques géométriques	7
1.10.2 Caractéristiques Mécaniques	8
1.11 États-limites	8
1.11.1 États-limites ultimes	8
1.11.2 États-limites de service	9

1.11.3	Hypothèses de calcul à l'état-limite ultime (C.B.A 93 A.4.3.2)	9
1.12	Règle des trois pivots	10
1.12.1	Diagrammes contraintes-déformations du béton	10
1.12.2	Hypothèses de calcul à l'état-limite de service (Règlement C.B.A 93 A.4.5.1)	12
1.13	Actions et Sollicitations	13
1.13.1	Actions (Règlement C.B.A 93 A.3.1)	13
1.13.2	Actions permanentes(G) :	14
1.13.3	Actions variables(Q) :	14
1.13.4	Actions accidentelles(FA) :	14
1.14	Sollicitations (Règlement C.B.A 93 A.3.2)	14
2	Pré dimensionnement	16
2.1	Introduction	16
2.2	Pré dimensionnement des planchers	16
2.2.1	Plancher à corps creux (CBA93 B 6.8.4.2.4)	16
2.2.2	Pré-dimensionnement des Poutrelles (CBA93 A.4.1.3) :	17
2.2.3	Planchers en Dalles Pleines	18
2.2.4	Pré-dimensionnement de Balcon	19
2.2.5	Acrotère	19
2.2.6	Pré-dimensionnement des Escaliers	19
2.2.7	Pré-dimensionnement de la poutre palier :	20
2.3	Pré dimensionnement des Poutres	21
2.3.1	Pré dimensionnement des Poutres Principales	21
2.3.2	Pré dimensionnement des Poutres Secondaires	22
2.4	Pré-dimensionnement des Voiles (RPA99/V2003 A 7.7.1)	22
2.5	Évaluation des charges [DTR B.C 2.2]	23
2.5.1	Evaluation des charges pour Plancher terrasse Inaccessible	23
2.5.2	Plancher Courant	24
2.5.3	plancher dalle pleine	24
2.5.4	Plancher Sous-Sol	25
2.6	Evaluation des charges pour Maçonnerie	25
2.6.1	Mur Extérieur	25
2.6.2	Mur intérieur	26
2.7	Evaluation des charges pour les escaliers :	26
2.7.1	Paillasse	26
2.7.2	Pallier	27
2.8	Pré-dimensionnement des Poteaux	27
2.8.1	La Decente de charge :	29
2.9	La digression des charges :	38
2.9.1	Définition	38
2.9.2	Vérification de la section des poteaux (CBA93 A.7.4.1)	39
3	Calcul des éléments secondaires	40
3.1	Introduction	40
3.2	Étude de l'acrotère	40
3.2.1	Définition	40
3.2.2	Hypothèse de calcul	40
3.2.3	Calcul de Ferrailage	41
3.2.4	Vérification de l'acrotère vis-à-vis du séisme (RPA99/2003 A 6.2.3)	41
3.2.5	Détermination de l'excentricité à l'ELU (CBA93 A.4.3.5)	42
3.2.6	Vérification de contrainte tangentielle (CBA93 Art A.5.1)	43
3.2.7	Vérification à l'E.L.S	44
3.2.8	Schéma de ferrailage	45

3.3	Étude des Escaliers	46
3.3.1	Introduction	46
3.3.2	Calcul du ferrailage des escaliers :	47
3.3.3	Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2)	48
3.3.4	Vérification à l'ELS	49
3.3.5	Vérification de la flèche	49
3.3.6	Schéma de ferrailage	50
3.4	Étude de la poutre palier	51
3.4.1	Introduction	51
3.4.2	Évaluation des charges :	51
3.4.3	Ferrailage de la poutre palière :	52
3.4.4	Vérification à l'ELS	53
3.4.5	Vérification de l'effort tranchant :	54
3.4.6	Vérification de la flèche	54
3.4.7	Calcule la poutre palière à la torsion :	54
3.4.8	Calcul de la contrainte de la torsion :	55
3.4.9	Calculer la contrainte de cisaillement :	55
3.4.10	Résistance en torsion et flexion :	55
3.4.11	Les armatures nécessaires de la torsion Armature longitudinale :	55
3.4.12	Armature transversale :	55
3.4.13	Schéma de ferrailage de la poutre palière :	56
3.5	Calcul du Balcon	57
3.5.1	Introduction	57
3.5.2	Calcul des Sollicitations :	57
3.5.3	Calcul du Moment Fléchissant (ELU) :	57
3.5.4	calcul du Moment Fléchissant (ELS) :	58
3.5.5	Calcul de l'effort Tranchant (ELU) (CBA93 A.5.1) :	58
3.5.6	Détermination du Ferrailage :	58
3.5.6.1	Armature Longitudinale :	58
3.5.6.2	Armature de Répartition :	58
3.5.7	Vérifications nécessaires :	59
3.5.7.1	Condition de non-fragilité :	59
3.5.7.2	Vérification au cisaillement (CBA93 A.5.4.3) :	59
3.5.8	Vérification à l'État Limite de Service (ELS) :	59
3.5.9	Vérification des Contraintes	59
3.5.10	Vérification de la Flèche :	61
3.5.11	Schéma de ferrailage de balcon	61
3.6	Étude du Plancher	62
3.6.1	Définition	62
3.6.2	Étude Plancher Corps Creux	62
3.6.3	Étude des Poutrelles	62
3.6.4	La méthode forfaitaire :	62
3.6.5	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	63
3.6.6	Détermination des Sollicitations	65
3.6.7	Effort Tranchant	66
3.6.8	TYPE2 :	68
3.6.9	Vérification de la condition de cisaillement	81
3.6.10	Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :	81
3.6.11	Ferrailage de la dalle de compression	86
3.7	LES DALLES PLEINES	87
3.7.1	Définition	87
3.7.2	Évaluation des charges de la dalle pleine	87
3.7.3	Calcul du ferrailage :	88

3.8	verification aL'ELS :	88
3.9	Espacement des armatures principales[BAEL.Art.A.8.2.42]	88
3.9.1	Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2)	89
3.9.2	Vérification de contrainte tangentielle :	89
3.9.3	Vérification de la flèche :	90
3.9.4	ferraillage de dalle plein	90
3.10	L'ascenseur	91
3.10.1	Introduction	91
3.10.2	Étude de l'ascenseur	91
3.10.3	Descente de charges	92
3.10.4	Descente de charge	95
3.10.5	Calcul des sollicitations :	96
3.10.6	Calcul du Ferraillage de la Dalle Pleine - ELU	97
3.10.7	Vérifications à l'ELS	97
3.10.8	ferraillage de l'ascenseur	98
4	Calcul sismique	99
4.1	Introduction	99
4.1.1	Objectifs de l'Étude Dynamique	99
4.1.2	La Modélisation	99
4.2	Modélisations des éléments structuraux	100
4.2.1	Critères de Classification chapter3 [RPA99/2003]	100
4.2.2	Classification des Zones Sismiques	100
4.2.3	Classification des Ouvrages selon leur Importance [A3.2 RPA99/203]	101
4.2.4	Classification des Sites [A3.3 RPA99/2003]	101
4.2.5	Catégories et Critères de Classification	101
4.2.6	Classification des Systèmes de Contreventement [A3.4 RPA99/2003]	101
4.2.7	Classification des Ouvrages selon leur Configuration [A3.5 RPA99/2003]	102
4.2.7.1	Régularité en plan [A3.5.1.a RPA99/2003]	102
4.2.7.2	Régularité en Élévation[A3.5.1 RPA99/2003]	104
4.2.8	Les caractéristiques géométriques de la structure	105
4.2.8.1	Le centre de gravité	105
4.2.8.2	Centre de torsion	105
4.2.9	Excentricité accidentelle (RPA99/Version2003 Art 4.2.7)	107
4.2.10	Excentricité retenue	107
4.2.11	Test de convergence :	109
4.2.12	Étapes de modélisation	109
4.3	règle de calcul [RPA99/2003 CH4]	109
4.3.1	Méthode utilisables [A.4.1.1 RPA99/2003]	109
4.3.1.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente [A.4.1.2 RPA99/2003]	110
4.3.1.2	Méthodes dynamiques [A.4.1.3 RPA99/2003]	110
4.3.2	Méthode Statique Équivalente [A.4.2 RPA99/2003]	110
4.3.2.1	Principe	110
4.3.3	Calcul de la force sismique totale à la base (RPA99/V2003 Art 4.2.3)	111
4.3.3.0.1	Coefficients utilisés dans le calcul :	111
4.3.3.1	Coefficient d'accélération de zone A (Tableau 4.1 RPA99/2003)	111
4.3.4	Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)	111
4.3.5	Facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 RPA99/2003)	111
4.3.6	Périodes caractéristiques associées au site (Tableau 4.7 RPA99/2003)	111
4.3.7	Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99/2003 A.4.2.4)	112
4.3.7.1	Le facteur d'amplification dynamique D est donné par :	113
4.3.7.2	Vérification de la période fondamentale de la structure (A.4.2.4 n 4 RPA99/2003)	113
4.3.7.3	Coefficient de comportement R (tableau 4.3 RPA99/2003)	113

4.4	Facteur de qualité Q (tableau 4.4 RPA99/2003)	114
4.5	Méthode d'analyse modale spectrale (A.4.3 RPA99/2003)	118
4.5.1	Principe (A.4.3.1 RPA99/2003)	118
4.5.2	Modélisation (A.4.3.2 alinéa RPA99/2003)	118
4.5.2.1	Modélisation de la structure étudiée	118
4.6	Méthode dynamique modale spectrale	119
4.6.1	Principe	120
4.6.2	Vérification de comportement des trois premiers modes :	120
4.7	disposition des voiles :	121
4.8	Combinaisons d'actions (A.5.2 RPA99/2003)	122
4.8.1	Vérifications spécifiques (A.7.4.3 RPA99/2003)	122
4.8.1.1	Sollicitations normales (A.7.4.3.1 RPA99/2003)	122
4.8.2	Nombre des modes à considérer (A.4.3.4 RPA99/2003)	125
4.9	Résultante des forces sismiques de calcul (A.4.3.6 RPA99/2003)	126
4.10	PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX MÉTHODES « STATIQUE » ET « DYNAMIQUE » (A.4.4 RPA99/2003)	126
4.10.1	Stabilité au renversement (A.4.4.1 RPA99/2003)	126
4.10.1.1	SensX	126
4.10.1.2	SensY	126
4.11	Vérification de déplacement (RPA99/V2003 Art 5.10)	126
4.12	Justification de la sécurité (Chapitre 5 RPA99/2003)	128
4.12.1	Justification vis-à-vis de la résistance (A.5.3.RPA99/2003)	128
4.12.2	Justification vis-à-vis de la ductilité (A.5.4 RPA99/2003)	128
4.13	Justification de la stabilité des fondations (A.5.7 RPA99/2003)	129
4.14	Justification de la largeur des joints sismiques (A.5.8 RPA99/2003)	129
4.15	Vérification des déplacements dans le sens Y	129
4.15.1	Vérification de l'effet $P - \Delta$ (RPA99/V2003 Art5.9)	129
5	Calcul des éléments structuraux	132
5.1	Introduction	132
5.1.1	Calcul des poutres	132
5.1.2	Ferraillage des poutres	132
5.1.3	Combinaison de ferraillage des poutres : Combinaisons CBA93	132
5.1.4	Combinaisons RPA99/2003 (A,5.2)	132
5.1.5	Spécifications pour le ferraillage	133
5.1.6	Ferraillage des poutres principales (50x35 cm ²)	134
5.1.7	Conditions de non-fragilité et Section minimale des aciers	135
5.1.8	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)	137
5.1.8.1	Vérification à l'état limite de service :	137
5.1.9	Ferraillage des poutres secondaire (30x45)cm ² :	140
5.1.10	Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)	141
5.2	Calcul de l'espacement	142
5.2.1	D'après le RPA99/2003 :	142
5.2.2	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)	143
5.2.2.1	Vérification à l'état limite de service :	143
5.2.3	Ferraillage des poutres secondaire avec voile (30x45)cm ² :	144
5.2.4	Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)	145
5.2.5	Zone de recouvrement :	146
5.2.6	Section minimale des aciers transversaux	147
5.2.7	Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1)	147
5.2.7.1	Vérification à l'état limite de service :	148
5.3	Calcul des poteaux :	150
5.4	Combinaison des Charges	150

5.4.1	Norme CBA93	150
5.4.2	Norme RPA99/2003	150
5.5	Recommandations de la norme RPA99/2003	150
5.6	Armatures Transversales (A.7.4.2.2 RPA99/2003)	151
5.7	Sollicitations dans les Poteaux rectangulaire (60*90)	154
5.7.1	La section est entièrement comprimée :	155
5.7.1.1	Vérification à E.L.S. :	157
5.7.1.2	La vérification des sollicitations normales et tangentes :	157
5.7.1.3	Vérification de flambement	157
5.7.2	choix des armatures :	158
5.7.3	les schéma de ferrailage :	159
5.7.4	La section est entièrement comprimée :	162
5.7.5	choix des armatures :	165
5.7.6	schéma des ferrailage :	165
5.8	Étude des voiles	167
5.8.1	ferrailage de voile :	175
6	Calcul des fondations	176
6.1	Introduction	176
6.1.1	Classification de fondations	176
6.1.2	Choix du type de fondation	177
6.2	Vérification de la semelle isolée	177
6.3	Étude du radier général	178
6.3.1	Pré dimensionnement de la dalle du radier	179
6.3.2	La condition de résistance au cisaillement :	179
6.3.3	Pré dimensionnement de la nervure	179
6.3.4	Condition forfaitaire	180
6.3.5	Vérification de non soulèvement (effet de sous-pression) :	182
6.3.6	Caractéristiques géométriques du radier	182
6.3.7	Détermination des charges et des surcharges	186
6.3.8	Justification de la stabilité des fondations (A.5.7 RPA99/2003)	186
6.3.8.1	Ferrailage du radier :	187
6.3.9	Condition de non fragilité	189
6.3.10	Espacement des armatures	189
6.3.11	Armature transversale	189
6.3.12	Vérification à ELS	190
6.3.12.1	vérification a L'ELS :	191
6.3.13	Étude du débord :	191
6.3.14	ferrailage de radier	192
6.4	Étude des nervure	193
6.4.0.1	sensYY	194
6.4.1	ferrailage de nervure	203
6.5	Étude du voile périphérique	204
6.5.1	Pré-dimensionnement	204
6.5.2	Caractéristiques géotechniques du sol	204
6.5.3	Ferrailage	204
6.5.4	Calcul les effort tranchant	206
6.5.5	ferrailage de voile périphérique	207
7	Conclusion	208
.1	Sections réelles d'armatures	210
.2	Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud) :	211
.3	Organigramme de calcul flexion composée	212

.4	Organigramme de calcul flexion composée	213
.5	plan RDC	215
.6	plan de 1 étage	216
.7	plan de sous sol	217

Introduction

Le génie civil englobe l'ensemble des techniques liées aux constructions civiles.

L'étude de tout projet de bâtiment en béton armé vise à garantir sa stabilité et sa résistance et son fonctionnement.

Dans les pays industrialisés, la construction verticale est privilégiée pour optimiser l'espace. Cependant, ce choix comporte un risque accru face aux séismes et aux vents violents. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations parasismiques pour dimensionnée adéquatement la structure.

Indépendamment du type de bâtiment en béton armé, les études de conception rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement adéquat.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un hôtel à usage touristique (R+12+SS) implanté à la Wilaya de Skikda classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique pour assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long et assurer le confort et la sécurité d'usagers. Lors de l'étude sismique le code national « règlement parasismique Algérien RPA99V2003 a été utilisé pour évaluer le comportement du bâtiment.

L'étude de ce projet subi divisée selon les chapitres suivants :

Chapitre 1 : Présentation du projet.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaire.

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Chapitre 5 : Calcul des éléments structuraux .

Chapitre 6 : Étude de l'infrastructure.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1 Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, et les calculs vérifier aux règlements, en vigueur du règles para sismiques algériennes RPA99 (version 2003) aux les règlements du béton aux états limites BAEL. L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale de bâtiment).

Ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).

Les caractéristiques des matériaux avec lesquels est réalisé l'ouvrage.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+12 avec sous-sol, destiné à l'usage touristique (Hôtel) . Ainsi, d'après le règlement para sismique Algérien (RPA99/Version 2003), l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1B, ayant une grande importance. Cet ouvrage sera implanté à sidi bouzaaroura , dans la commune de filfila, wilaya de Skikda, classée selon le RPA99/Version2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa). Il est composé de :

- ✓ sous-sols.
- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC).
- ✓ 12 étages.
- ✓ cages d'escalier.
- ✓ L'ascenseur
- ✓ Une terrasse inaccessible.

1.3 Caractéristiques dimensionnelles de la structure

- ✓ Largeur en plan : 19.65 m
- ✓ Longueur en plan : 31.80 m
- ✓ Hauteur de RDC : 3.6 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.6 m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 50.4 m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 70 cm

1.4 Données du site :

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

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B (Ouvrages courants ou une grande d'importance).

Le site est considéré comme meuble de catégorie S3.

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.

Profondeur d'ancrage : 4.5 m.

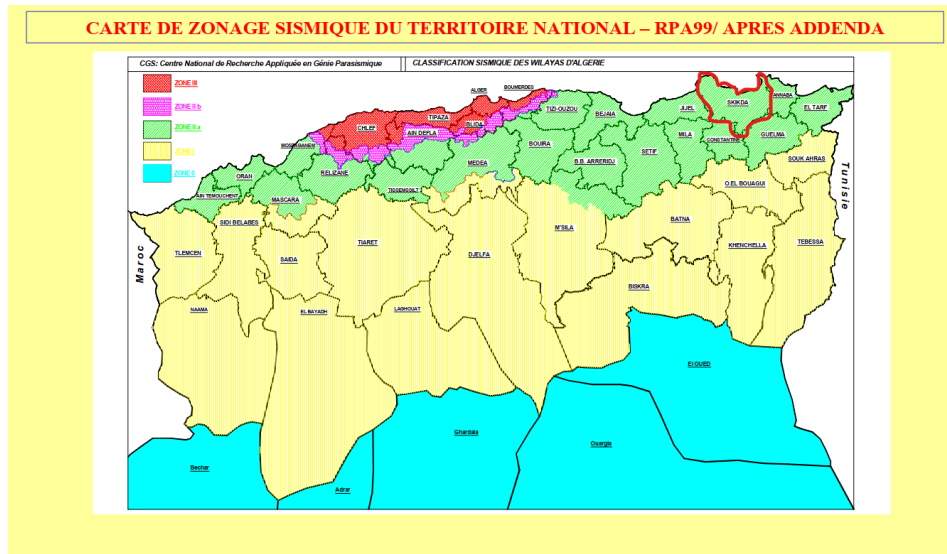


Fig. 1.1

1.5 Description structurale

1.5.1 Ossature et système de contreventement

Ce hôtel est en ossature mixte composée de :

Portiques (Poutres et Poteaux), destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.

Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens (longitudinal et transversal). Ils sont destinés, d'une part, à reprendre une partie des charges verticales (fonction porteurs) et, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (fonction contreventement).

1.5.2 Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

1. Fonction de résistance mécanique : les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
2. Fonction d'isolation : les planchers sont isolés thermiquement et acoustiquement.

Dans notre cas, nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher en dalle pleine.

1.5.3 Maçonnerie

Il y a deux types de murs dans la structure :

Murs extérieurs : murs de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10cm+5cm+10cm).

Murs intérieurs : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

1.5.4 Les revêtements

Carrelage (scellé) : pour les planchers et escaliers.

Céramique : pour les salles d'eau et les cuisines.

Mortier de ciment : pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

Plâtre : pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.5.5 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulée sur place.

1.5.6 L'acrotère

Les terrasses seront entourées d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé en place.

1.5.7 Balcons

Les balcons sont réalisés en dalles pleines en béton armé.

1.5.8 Terrasses

Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

1.5.9 L'infrastructure

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient :

Les fondations : C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de types de fondation dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.6 Sécurité et réglementation

La stabilité et la durabilité de l'ouvrage dépendent de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, etc.), dont la résistance de ces éléments est fonction des types de matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes CBA 93 (équivalentes à la norme BAEL 91) et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement parasismique algérien RPA99. La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

1.7 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

Le CBA93 (Code de Béton Armé)

Le RPA99 révisé en 2003 (Règlement Parasismique Algérien)

Le BAEL91 (Béton Armé aux Etats Limites)

Le DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire charges et surcharges)

Le DTR-BC2.331 (Règle de Calculs des Fondations Superficielles)

1.7.1 Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003)

Le RPA 99/2003 est un document technique réglementaire qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismique (article 1.1 RPA 99/2003). Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

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 à un séisme majeur, plus rare (article 1.2 RPA 99/2003).

1.7.2 Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation

Le présent document traite des "charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

1.7.3 Indication générale sur le C.B.A 93 (les règles BAEL 91)

Dans les calculs, on se base sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au-delà d'un état limite, la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est-à-dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

1.8 Les Caractéristiques des matériaux

1.8.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux. Ce dernier travaille très bien à la compression et mal à la traction. Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie.

Dans notre bâtiment, on utilise un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA. Pour un béton courant, la composition est définie pour trois composants par m^3 :

La quantité de ciment : 3,50 KN.m³ de ciment C.P.J.

La quantité de sable.

La quantité de gravier.

La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

Pour la granulométrie du sable et du gravier, veuillez vous référer aux spécifications techniques du fournisseur.

1.8.2 Résistance mécanique du béton à la compression (CBA93 Art A2.1.1)

Le béton à la compression est caractérisé par sa résistance à l'âge de 28 jours (f_{c28}). Cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Les résistances à la compression du béton à "j" jours d'âge sont données en fonction de c_{28} par les formules suivantes :

Si $j \leq 28$ jours :

La formule pour f_{cj} est donnée par :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.4+0.95} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Si $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{vérification de la résistance des sections}$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{évaluation des déformations}$$

1.8.3 Traction

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (1.1)$$

Pour $j = 28$ jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

1.8.4 Modules d'élasticité

Module de déformation longitudinale

L'équation pour le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est la suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad (1.2)$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, cela donne $E_{ij} = 32164.20$ MPa.

L'équation pour le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est la suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \quad (1.3)$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, cela donne $E_{vj} = 10818.80$ MPa.

La valeur du module de déformation croît avec la résistance à la compression du béton

Tab. 1.1 : Valeurs de E_{ij} et E_{vj} pour différentes valeurs de f_{c28}

f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
25	32160	10820
30	34180	11500
40	37620	12650
60	43060	17220
80	47400	18960

1.8.5 Module de déformation transversale

L'équation pour le module de déformation transversale, G , en fonction du module de Young, E , et du coefficient de Poisson, ν , est la suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.4)$$

1.9 Autres propriétés du béton

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 œuvre, en particulier avec la vibration.

Coefficient de dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 0.7×10^{-5} à 1.2×10^{-5} ; il est de même ordre que celui de l'acier. Dans les calculs, on adopte comme coefficient de dilatation la valeur 10^{-5} .

Coefficient de Poisson

Lorsque'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 :

$$\text{Coefficient de Poisson} = -\frac{\Delta a}{a} / \frac{\Delta l}{l} \quad (1.5)$$

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, $\nu = 0$.

1.10 Caractéristiques des aciers

1.10.1 Caractéristiques géométriques

Les barres d'acier utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal D . 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. 1.2 : Caractéristiques géométriques des barres d'aciers

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

1.10.2 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 : $E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2.10^5 \text{ MPa}$.

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.

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.

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 saillies 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 des limites d'élasticité garantie de 400 et 500 MPa.

1.11 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).

1.11.1 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.

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.

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.

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.

1.11.2 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.

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.

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.

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.

1.11.3 Hypothèses de calcul à l'état-limite ultime (C.B.A 93 A.4.3.2)

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

1.12 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).

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).

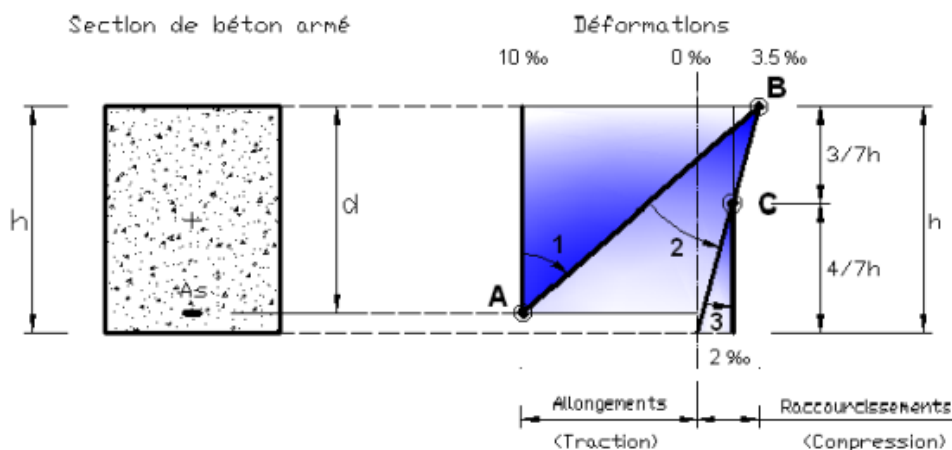


Fig. 1.2 : Règle des trois pivots

1.12.1 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.

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.

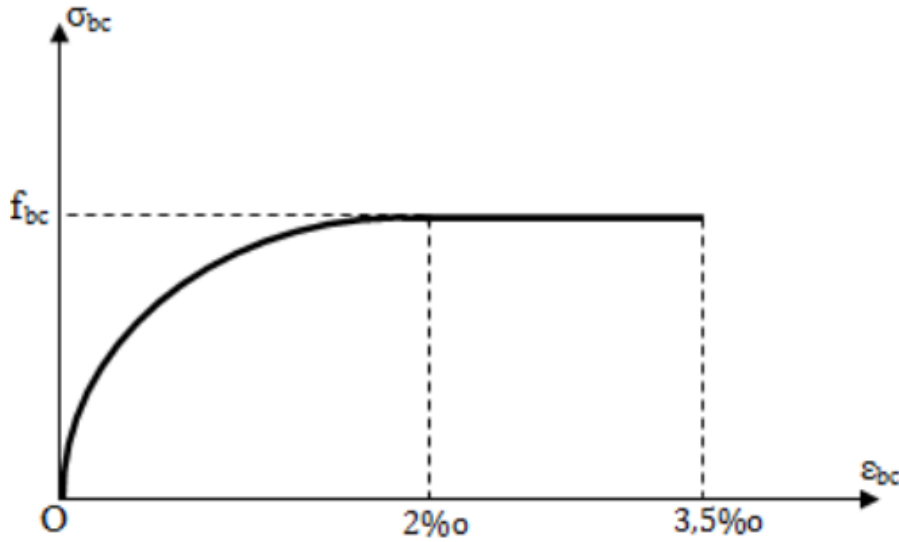


Fig. 1.3 : Daigramme contraintes- déformations du béton

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (1.6)$$

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.

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).

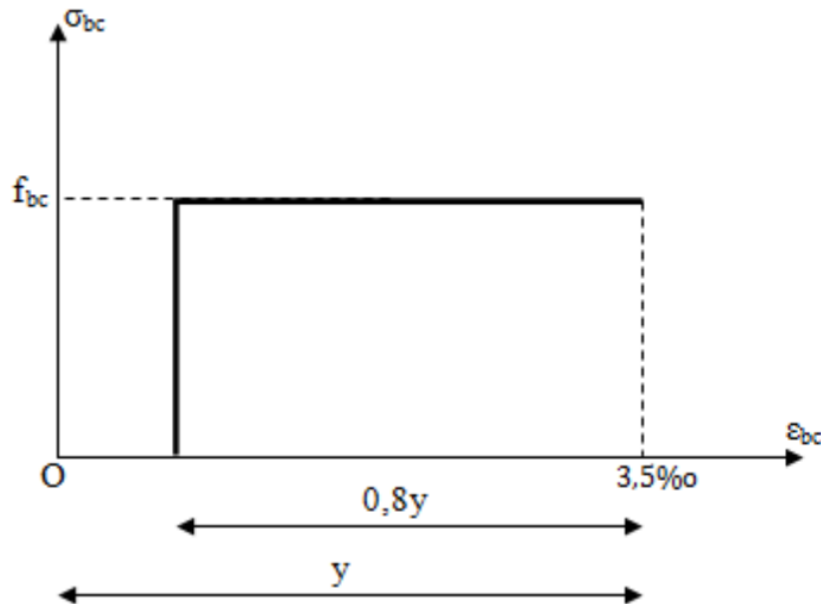


Fig. 1.4 : Diagramme rectangulaire

c 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 $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$. À partir du point A, le diagramme est constitué par une horizontale d'ordonnée $g_f \varepsilon_s$.

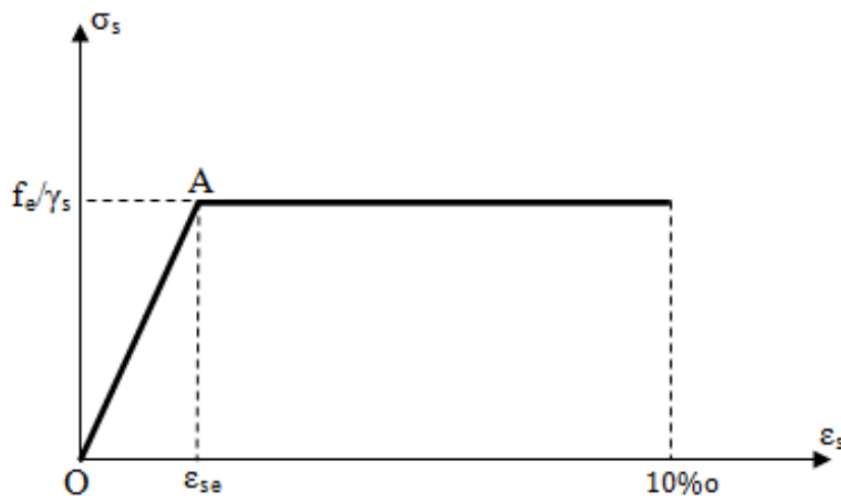


Fig. 1.5 : Diagramme rectangulaire

1.12.2 Hypothèses de calcul à l'état-limite de service (Règlement C.B.A 93 A.4.5.1)

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.

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 $0.6f_{c_j}$, soit pratiquement, à $0.6f_{c28}$:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (1.7)$$

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 :

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.

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 :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (1.8)$$

avec :

f_e : limite élastique de l'acier utilisé;

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton en MPa ($f_{tj} = f_{t28}$);

η : 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

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 :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (1.9)$$

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

1.13 Actions et Sollicitations

1.13.1 Actions (Règlement C.B.A 93 A.3.1)

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.

1.13.2 Actions permanentes(G) :

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 ;

1.13.3 Actions variables(Q) :

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.

1.13.4 Actions accidentelles(F_A) :

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 para sismiques, ou à défaut par le cahier de charges.

1.14 Sollicitations (Règlement C.B.A 93 A.3.2)

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).

a) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance et de stabilité de forme : (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.1) 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 : (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.1) Lors de situations durables et transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison fondamentale représentée symboliquement par :

$$1.35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q1 + \sum 1.3\psi_{0i} \cdot Qi \quad (1.10)$$

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 γ_{Q1} a pour valeurs :

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général ;

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier (convois militaires et convois exce

a-2) Combinaison accidentelle : (Règlement C.B.A 93 A.3.3.2.2) :

Si elle n'est définie par des textes spécifiques, la combinaison d'actions à considérer est représentée symboliquement par :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} \cdot Q_1 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_i \quad (1.11)$$

avec :

FA : valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{1i} \cdot Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} \cdot Q_i$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

b) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service :(C.B.A 93 A.3.3.3) Elles résultent de la combinaison d'actions dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \cdot Q_i \quad (1.12)$$

Chapitre 2

Pré dimensionnement

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra de prévoir les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations et les efforts auxquels ils sont soumis. Cette opération sera réalisée conformément aux lois et règles dictées par la réglementation en vigueur. Par ailleurs, il est à noter que les résultats trouvés dans ce chapitre ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase dimensionnement.

2.2 Pré dimensionnement des planchers

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

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

2.2.1 Plancher à corps creux (CBA93 B 6.8.4.2.4)

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 :

on a la condition suivante pour l'épaisseur du plancher h :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (2.1)$$

Avec :

h : épaisseur de plancher

L_{\max} : la grande portée dans le sens des nervures

On a $L_{\max} = 410$ cm. Ainsi,

$$h \geq \frac{410}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

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

$$h \geq 16 \text{ cm} \Rightarrow 20 \geq 16$$

On adopte un plancher d'une épaisseur $h_t = 20$ cm..... CV

On prend :

$$h = (16 + 4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

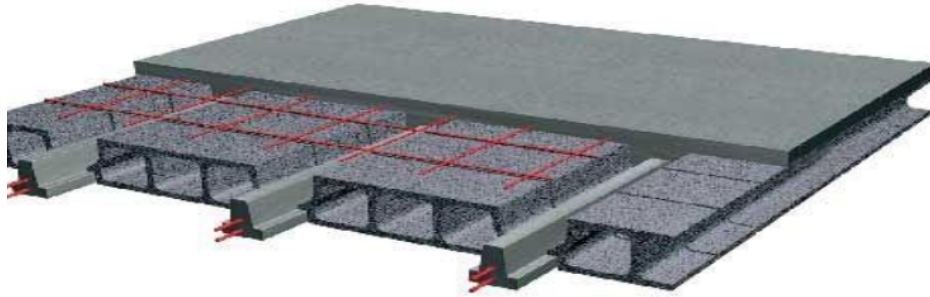


Fig. 2.1 : Plancher à corps creux

2.2.2 Pré-dimensionnement des Poutrelles (CBA93 A.4.1.3) :

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 :

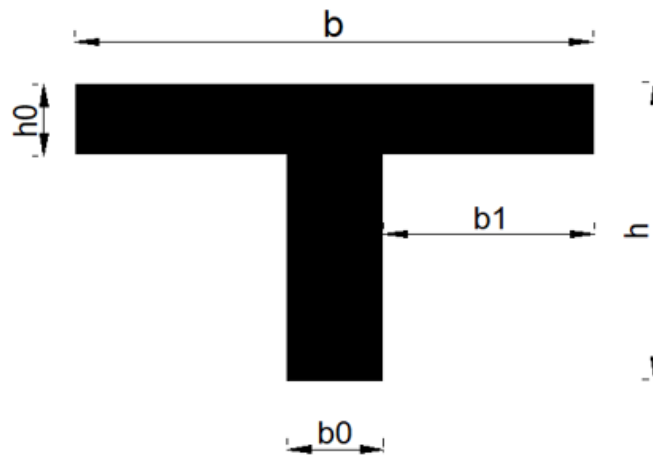


Fig. 2.2 : Pré-dimensionnement de la poutrelle

Selon le C.B.A93 :

$$0.3h \leq b_0 < 0.5h \tag{2.2}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}\right) \tag{2.3}$$

Avec :

L : la portée de la nervure

L_0 : la distance entre nus de nervure

h : épaisseur du plancher

Donc :

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

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{410}{10}, \frac{55}{2}\right)$$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\{41, 27.5\}$$

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

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

2.2.3 Planchers en Dalles Pleines

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle en fonction de la portée et du nombre d'appuis, qui se repose sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de : Portées des Panneaux de Dalle Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre nus des appuis.

Résistance au Feu

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

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

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

$e = 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

On choisit $e = 14 \text{ cm}$.

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 $e = 15 \text{ cm}$.

Résistance à la Flexion

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèle} \\ \frac{L_x}{30} \geq e \geq \frac{L_x}{35} \quad \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4 \\ \frac{L_x}{40} \geq e \geq \frac{L_x}{50} \quad \text{pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur quatre appuis avec } \rho \geq 0.4 \end{array} \right. \quad (2.4)$$

$$\frac{L}{5} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

$$\frac{410}{50} \leq e \leq \frac{410}{40}$$

$$8.2 \leq e \leq 10.25$$

On adopte $e=25\text{cm}$

Conclusion :

pour pré dimensionnement des planchers nous adoptons

Type de Plancher	Épaisseur
Plancher à corps creux	$E = 20 \text{ cm}(16 + 4)$
Dalle pleine	$E = 25 \text{ cm}$

2.2.4 Pré-dimensionnement de Balcon

Le balcon est calculé comme une console encadrée 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 $L = 130$ cm :

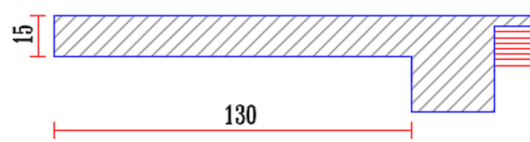


Fig. 2.3 : Schéma de balcon

$$e \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \quad (2.5)$$

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

2.2.5 Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, encadré au plancher terrasse. Son but est 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 :

$$S = ((0.7 \times 0.12) + (\frac{0.03 \times 0.12}{2}) + (0.07 \times 0.12)) = 0.0942 \text{ m}^2$$

Poids propre :

$$G = G_1 + G_2$$

$$G_1 = S * \rho_{ba} = 0.0942 * 25 = 2.36 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = S * e * \rho_{rev} = (0.7 + 0.12 + 0.124 + 0.07 + 0.6 + 0.12) * 0.01 * 18 = 0.31 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow G = 2.36 + 0.31 = 2.67 \text{ KN/ml}$$

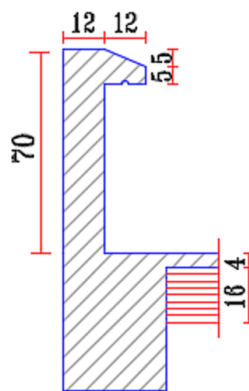


Fig. 2.4 : Schéma de acrotère

2.2.6 Pré-dimensionnement des Escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place.

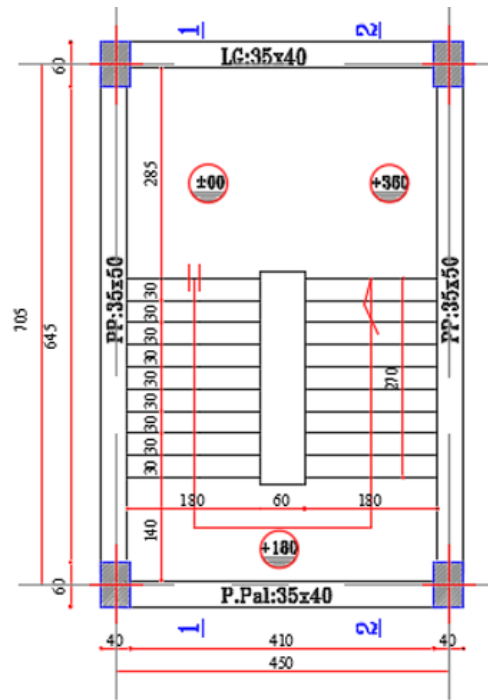


Fig. 2.5

Caractéristiques Techniques :

Hauteur de la marche (h) à partir de la formule de BLONDEL : $16 \leq h \leq 18$. On choisit $h = 18$ cm.

Nombre de marches (n) : $n = \frac{H}{h} = \frac{360}{18}$. On obtient $n = 21$. On peut arrondir à $n = 21$ marches.

Le giron (g) : $59 \leq 2h + g \leq 66$.

Le giron (g) : On adopte $g = 30$ cm.

Angle d'inclinaison (α)

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{360}{270}$$

$$\tan(\alpha) = 0.667$$

Cela correspond à un angle $\alpha = 33^\circ$.

Épaisseur du paillasse (e) :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20}$$

avec $L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} \Rightarrow L_1 = 3.245$ m.

On obtient $10.82 \leq e \leq 16.22$.

On prend $e = 20$ cm.

2.2.7 Pré-dimensionnement de la poutre palier :

La poutre palier sera partiellement encastée à ses extrémités et soumise à une flexion plus une torsion. Les sollicitations auxquelles elle est soumise sont dues au poids propre du palier et de la paillasse.

Selon BAEL modifié 99 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \tag{2.6}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$$41 \text{ cm} < h < 27 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 40$ cm

$$\begin{aligned} 0.3h &\leq b \leq 0.7h & (2.7) \\ 12 \text{ cm} &< b < 28 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte : $b = 30$ cm on adopte :

$h = 40$ cm et $b = 30$ cm

Selon RPA99/V2003 (Résistance) :

$$\begin{aligned} h &= 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b &= 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} &= 1.3 < 4 \end{aligned}$$

Les poutres palier ont les dimensions (30×40) cm².

2.3 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 également la fonction de chaînage des éléments. Le dimensionnement des poutres se fait selon 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 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2.8)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad (2.9)$$

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.

2.3.1 Pré dimensionnement des Poutres Principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL (économie) :

$$L_{\max}(y) = 705 \text{ cm}$$

Elles sont disposées dans le même sens que la portée la plus grande. Donc :

$$\begin{aligned} \frac{705}{15} &\leq h \leq \frac{705}{10} \\ 47 \text{ cm} &\leq h \leq 70.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte $h = 50$ cm. On a donc :

$$\begin{aligned} 0.3 \times 50 &\leq b \leq 0.7 \times 50 \\ 15 \text{ cm} &\leq b \leq 35 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte $b = 35$ cm.

Selon RPA (la résistance) :

$$\begin{aligned} b &= 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV} \\ h &= 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV} \\ \frac{h}{b} &= \frac{50}{35} = 1.43 \leq 4 \quad \text{CV} \end{aligned}$$

Les poutres principales ont les dimensions (35×50) cm².

2.3.2 Pré dimensionnement des Poutres Secondaires

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles. D'après le BAEL (économie) :

$$L_{\max}(x) = 450 \text{ cm}$$

Elles sont disposées dans le même sens que la portée la plus grande. Donc :

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On adopte $h = 45 \text{ cm}$. On a donc :

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

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

Selon RPA (la résistance) :

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

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

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

Les poutres secondaires ont les dimensions (30*45) cm²

2.4 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 : $L \geq 4e$.

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

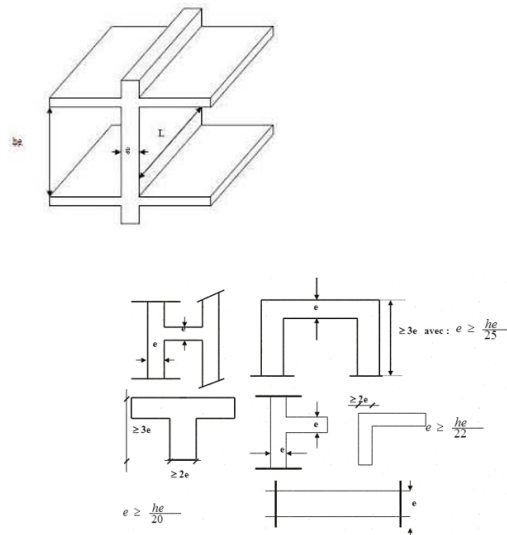


Fig. 2.6 : Coupe de voile en plan

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right) \quad (2.10)$$

Avec h_e : ($h_e = \text{hauteur de l'étage} - \text{hauteur des poutres principales}$). $h_e = 360 - 50 = 310 \text{ cm}$.

$$e \geq \max \left(\frac{310}{20}, \frac{310}{22}, \frac{310}{25}, 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e \geq \max (15.5; 14.09; 12.4; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e \geq 15.5 \text{ cm} \quad (2.11)$$

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

2.5 Évaluation des charges [DTR B.C 2.2]

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart 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...).

2.5.1 Evaluation des charges pour Plancher terrasse Inaccessible

Tab. 2.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher Terrasse

Couche	Épaisseur(m)	Masse volumique(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etancheite multicouche	0.02	-	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.2
isolation thermique en liégé	0.04	4	0.16
Dalle corps creux(16+4)	-	-	2.85
Enduit platre	0.02	10	0.20
Fond plafond	-	-	0.10
Couche par vapeur	-	-	0.10
couche de papier kraft	-	-	0.01
Gtotal	-	-	6.59
Q	-	-	1

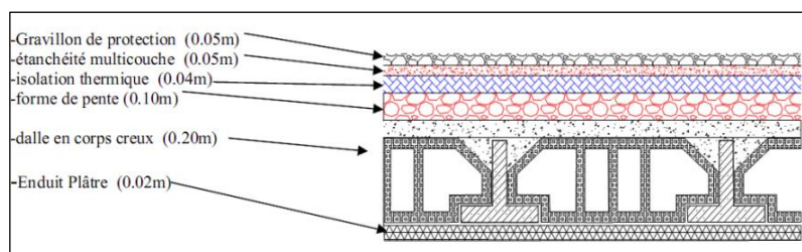


Fig. 2.7 : composant d'un Plancher terrasse

2.5.2 Plancher Courant

Tab. 2.2 : Evaluation des charges permanente d'un plancher etage courant.

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher corps creux (16+4)	-	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison légère	0.1	10	1
Faux plafond	-	-	0.1
G (kN/m ²)	-	-	5.49

Charges (Q)

$$Q(3\text{etage}-12) = 1.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q(1\text{etage}-2), \text{ Rdc} = 4 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$Q \text{ (sous-sol)} = 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

2.5.3 plancher dalle pleine

Tab. 2.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine(balcon)

Couche	Epaisseur(m)	Masse volumique(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lite de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Gtotal	-	-	8.79
Q	-	-	5

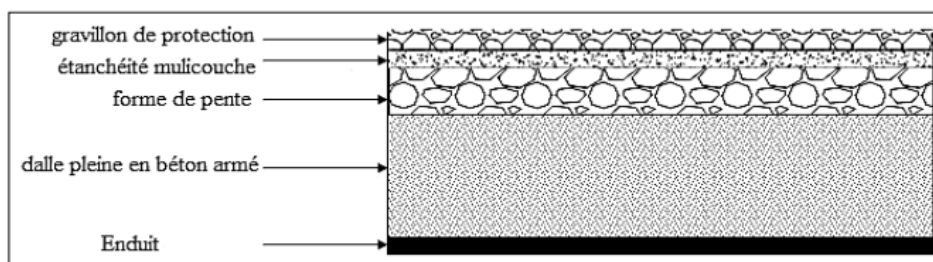


Fig. 2.8 : plancher dalle pleine

2.5.4 Plancher Sous-Sol

Tab. 2.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine(Sous sol)

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de distribution	0.1	10	1
G (kN/m ²)	-	-	6.29
Q (kN/m ²)	-	-	5

2.6 Evaluation des charges pour Maçonnerie

2.6.1 Mur Extérieur

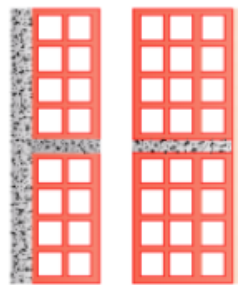


Fig. 2.9 : mur exterieur

Tab. 2.5 : la charge permanente de mur extérieur.

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse 15	0.15	9	1.35
Brique creuse 10	0.1	9	0.9
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G (kN/m ²)	-	-	2.81

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- ✓ Murs avec portes (90%G)
- ✓ Murs avec fenêtres (80%G)

✓ Murs avec portes et fenêtres (70%G)

Donc $G_{mursexterieur} = 1.97KN/m^2$

2.6.2 Mur intérieur

Tab. 2.6 : la charge permanente de mur intérieur.

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit ciment	0.02	10	0.2
G (kN/m ²)	-	-	1.3

2.7 Evaluation des charges pour les escaliers :

2.7.1 Paillasse

Tab. 2.7 : Évaluation des charges permanents au niveau du paillasse.

Couche	Épaisseur (m)	Poids Volumique (kN/m ³)	G. (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Contre-marche	0.18	22	1.98
Poids propre de paillasse	0.2	25	6.02
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Gardes corps	-	-	0.6
G (kN/m ²)	-	-	10.20
Q (kN/m ²)	-	-	2.5

2.7.2 Pallier

Tab. 2.8 : Évaluation des charges permanents au niveau du pallier.

Couche	Épaisseur (m)	Masse Volumique (kN/m ²)	G(kN/m ²)
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 palier	0.2	25	5
Lit de sable	0.02	20	0.4
G (kN/m ²)	-	-	6.6
Q (kN/m ²)	-	-	2.5

2.8 Pré-dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé, rectangulaires ou circulaires, assurant la transmission des charges aux fondations. Leur pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles CBA93. 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 déterminées par la descente des charges du poteau le plus chargé. Selon le RPA99 (version 2003), 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) :

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

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

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\checkmark D \geq 25 \text{ cm en zone I}$$

$$\checkmark D \geq 30 \text{ cm en zone IIa}$$

$$\checkmark D \geq 35 \text{ cm en zones IIb et III}$$

$$\checkmark D \geq \frac{h_e}{15}$$

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Poteau P1 (60x40) :

$$\min(b, h) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \dots \text{CV}$$

$$\min(b, h) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18 \text{ cm} \quad \dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} = 0.25 \leq \frac{b}{h} = \frac{40}{60} = 0.67 \leq 4 \quad \dots \text{CV}$$

Poteau P2 (D=80) :

$$D \geq 30 \text{ cm en zone IIa} \dots \text{CV}$$

$$80 \geq 30 \dots \text{CV}$$

Stabilité de Forme

D'après CBA93, Art B.8.4.1, la stabilité de forme est déterminée par la condition :

$$N_u \leq (\bar{N}_u) \quad (2.12)$$

Où :

$$(\bar{N}_u) = \alpha \left[\frac{B_r \cdot F_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2.13)$$

B_r : Section réduite du poteau.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

N_u : L'effort normal de compression à ELU.

Avec :

$$\alpha = \begin{cases} 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) & \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6(50/\lambda)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (2.14)$$

Où :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{b_1 \cdot h^3}{12}, \quad B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) \quad (2.15)$$

2.8.1 La Decente de charge :

Tab. 2.9 : Surfaces des planchers reprises pour chaque type de poteaux

Type de Poteau	Surface (m ²)
Poteau central	22.24
Poteau d'angle	6.56
Poteau de rive	18.55

Poteau central P2(D=80) :

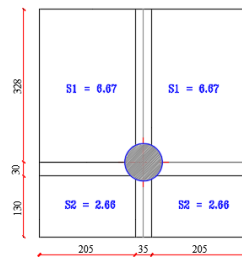


Fig. 2.10 : Poteau central P2(D=80cm)

Tab. 2.10 : Poteau central P2(D=80)

Niveau	Éléments	G (kN)
NT1	Plancher terrasse inaccessible = $6,59 \times 22,24$	146,562
	Poutre principale = $0,50 \times 0,35 \times 25 \times (3,225 + 2,2)$	23,734
	Poutre secondaire = $0,45 \times 0,30 \times 25 \times (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $25 \times ((3,14 \times (80 \times (10^{-2}))^2 / 4) \times 3,6)$	45,216
	Total	229,349
NE2	Plancher étage courant = $5,49 \times 22,24$	122,111
	poutre principale = $0,50 \times 0,35 \times 25 \times (3,225 + 2,2)$	23,734
	poutre secondaire = $0,45 \times 0,30 \times 25 \times (2,05 + 2,05)$	13,838
	poteau = $25 \times ((3,14 \times (80 \times (10^{-2}))^2 / 4) \times 3,6)$	45,216
	Total	434,249
NE3	plancher etage courant = $5,49 \times 22,24$	122,111
	poutre principale = $0,50 \times 0,35 \times 25 \times (3,225 + 2,2)$	23,734
	poutre secondaire = $0,45 \times 0,30 \times 25 \times (2,05 + 2,05)$	13,838
	poteau = $25 \times ((3,14 \times (80 \times (10^{-2}))^2 / 4) \times 3,6)$	45,216
	Total	639,148

Tab. 2.11 : Poteau central P2(D=80)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE4	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	844,047
NE5	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	1048,946
NE6	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	1253,845
NE7	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	1458,745
NE8	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	1663,644

Tab. 2.12 : Poteau central P2(D=80)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE9	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	1868,543
NE10	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	2073,442
NE11	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	2278,341
NE12	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	2483,241
NE13	plancher etage courant=5,49*22,24	122,111
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	2688,140
NE14	plancher sous sol=6,29*22,24	195,512
	poutre principale=0,50*0,35*25*(3,225+2,2)	23,734
	poutre secondaire=0,45*0,30*25*(2,05+2,05)	13,838
	poteau=25*((3,14*(80*(10 ⁻²)) ² /4)*3,6	45,216
	Total	2966,439

poteau d'angle P1(40*60) :

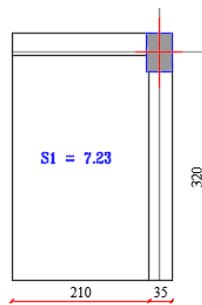


Fig. 2.11 : poteau d'angle

Tab. 2.13 : poteau d'angle P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NT1	Plancher terrasse inaccessible =6,59*6,56	43,230
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Acrotère=25*0,7*0,12*(2,05+0,4+0,6+3,2)	13,125
	Total	97,187
NE2	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,06175
	Total	206,094
NE3	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	315,001

Tab. 2.14 : poteau d'angle P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE4	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	423,909
NE5	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	532,816
NE6	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	641,724
NE7	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	750,631
NE8	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	859,538
NE9	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Total	968,446

Tab. 2.15 : poteau d'angle P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE10	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	1077,353
NE11	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	1186,261
NE12	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,6
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	1295,168
NE13	Plancher étage courant=5,49*6,56	36,014
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,600
	Mur extérieur=1,97*3,10*(2,05+3,2)	32,062
	Total	1404,075
NE14	Plancher sous-sol=6,29*6,56	57,6624
	Poutre principale=0,50*0,35*25*(3,2+0,30)	15,313
	Poutre secondaire=0,45*0,30*25*2,05	6,919
	Poteau=0,40*0,60*25*3,10	18,600
	Total	1502,569

poteau de rive P1(40*60) :

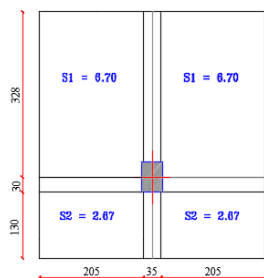


Fig. 2.12 : Poteau de rive

Tab. 2.16 : poteau de rive P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NT1	Plancher terrasse inaccessible = $6,59 * 18,55$	122,261
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	L'acrotère = $25 * 0,7 * 0,12 * (2,05 + 0,4 + 2,05)$	11,918
	Total	189,413
NE2	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	371,539
NE3	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	553,665
NE4	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	735,792

Tab. 2.17 : poteau de rive P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE5	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	917,918
NE6	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	1100,044
NE7	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	1282,171
NE8	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	1464,297
NE9	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	1646,424

Tab. 2.18 : poteau de rive P1(40*60)

Niveau	Éléments	G (kN)
NE10	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	1828,550
NE11	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	2010,676
NE12	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	2192,802
NE13	Plancher étage courant = $5,49 * 18,55$	101,853
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Mur extérieur = $1,97 * 3,10 * (2,05 + 2,05)$	25,039
	Total	2374,928
NE14	Plancher étage courant = $6,29 * 18,55$	163,076
	Poutre principale = $0,50 * 0,35 * 25 * (1,30 + 0,30 + 3,225)$	19,797
	Poutre secondaire = $0,45 * 0,30 * 25 * (2,05 + 2,05)$	13,838
	Poteau = $0,40 * 0,60 * 25 * 3,10$	21,6
	Total	2593,239

2.9 La digression des charges :

2.9.1 Définition

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps à leur charge d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux piliers et aux fondations. La loi de digression est fixée par les normes. Cette loi est généralement applicable pour les bâtiments d'habitation.

La loi de digression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de digression ; les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Tab. 2.19 : : Les charges d'exploitation poteau centrale

Niveau	Q	S	Q'	\sum surcharge	Q(kN/m ²)
12	1	22.24	22.24	$\sum_0 = Q_0$	22.24
11	1.5	22.24	33.36	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	55.6
10	1.5	22.24	33.36	$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	85.624
9	1.5	22.24	33.36	$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	112.312
8	1.5	22.24	33.36	$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + \dots + Q_4)$	135.664
7	1.5	22.24	33.36	$\sum_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + \dots + Q_5)$	155.68
6	1.5	22.24	33.36	$\sum_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6)$	172.36
5	1.5	22.24	33.36	$\sum_7 = Q_0 + 0.714(Q_1 + \dots + Q_7)$	189.04
4	1.5	22.24	33.36	$\sum_8 = Q_0 + 0.687(Q_1 + \dots + Q_8)$	205.498
3	1.5	22.24	33.36	$\sum_9 = Q_0 + 0.66(Q_1 + \dots + Q_9)$	220.398
2	4	22.24	88.96	$\sum_{10} = Q_0 + 0.65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	275.331
1	4	22.24	88.96	$\sum_{11} = Q_0 + 0.636(Q_1 + \dots + Q_{11})$	326.261
Rdc	4	22.24	88.96	$\sum_{12} = Q_0 + 0.625(Q_1 + \dots + Q_{12})$	376.746
Sous-sol	5	22.24	111.2	$\sum_{13} = Q_0 + 0.615(Q_1 + \dots + Q_{13})$	439.462

2.9.2 Vérification de la section des poteaux (CBA93 A.7.4.1)

$$G_{\max} = \max(2960, 486; 1486, 169; 2523, 233) = 2960, 486 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est : le poteau central

$$N_U = 1,35G + 1,5Q = 4655, 849 \text{ KN}$$

$$N_{\text{umaj}} = N_U \times 1,1 = 5121, 434 \text{ KN}$$

$$B_r = \frac{\pi(D-2 \text{ cm})^2}{4} = 4775, 94 \text{ cm}^2$$

$$B = \frac{\pi D^2}{4} = 5024 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,8\% \times B = 40,192 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 0,7h_e = 252 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 12,6$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} = 0,83$$

$$\tilde{N}_U = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) = 8486, 011 \text{ KN}$$

$$N_U = 5121, 434 \text{ KN} < \tilde{N}_U = 8486, 011 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

3.1 Introduction

La construction contient l'ensemble d'éléments qui sont séparés en deux catégories (éléments principaux et éléments secondaires). Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude uniquement des éléments secondaires, qui sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventer, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivant :

- ✓ Acrotère.
- ✓ Escalier.
- ✓ Plancher corps creux.
- ✓ Dalles pleines.
- ✓ L'ascenseur

3.2 Étude de l'acrotère

3.2.1 Définition

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente. L'acrotère il est soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

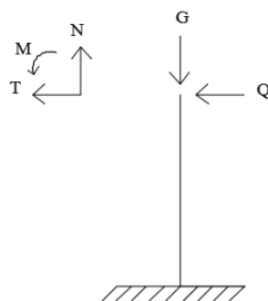


Fig. 3.1 : Présentation du schéma statique de l'acrotère

3.2.2 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

3.2.3 Calcul de Ferrailage

Évaluation des charges :

$$G_{acr} = 2.67 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml}$$

*Effort Normal

À l'ELU :

$$N_u = 1 * G_{acr} = 2.67 \text{ KN}$$

on ne prend pas en considération les coefficients de majoration puisque le poids de l'acrotère est un poids stabilisant "effet favorable"

À l'ELS :

$$N_s = Q_{acr} = 2.67 \text{ KN}$$

Dans notre cas, nous avons les paramètres suivants :

A : obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone IIa et le groupe d'usage 1B. Donc, $A = 0.2$.

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (6.1). Dans notre cas, $C_p = 0.8$.

W_p : le poids propre de l'acrotère. Donc, $W_p = 2.67 \text{ KN}$.

Ainsi, nous pouvons calculer f_p comme suit :

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

De plus, étant donné que $Q = 1$, nous pouvons calculer Q_h comme suit :

$$Q_h = \max(1.5 \times Q, f_p)$$

3.2.4 Vérification de l'acrotère vis-à-vis du 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 :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_P \quad (3.1)$$

Il faut que : $F_P < Q_{civ}$

$$F_P = 4 \cdot 0.2 \cdot 0.8 \cdot 2.67$$

$$F_P = 1.71 \text{ kN/ml}$$

on adopte :

$$F_P = 1.71 \text{ kN/ml}$$

Moments

À l'ELU :

$$M_u = 1.5 \times 0.7 \times 1.71$$

$$= 1.8 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_s = 1.71 \times 0.7 = 1.20 \text{ kN.m}$$

*Effort Tranchant

$$T_u = 1.5Q_h = 2.56 \text{ kN} \quad (3.2)$$

3.2.5 Détermination de l'excentricité à l'ELU (CBA93 A.4.3.5)

L'excentricité à l'État Limite Ultime (ELU) est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section, selon l'article A.4.3.5 du CBA93. On adopte une excentricité totale de calcul.

e_1 : L'excentricité globale du premier ordre.

e_a : L'excentricité additionnelle.

e_2 : L'excentricité due aux effets du deuxième ordre.

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2 + e_a \quad (3.3)$$

où

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.8}{2.67} = 0.67 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, L/250) = 0.02 \text{ m} \quad (3.4)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h(2 + \alpha\phi)} \quad (3.5)$$

$$L_f = 2L = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m}$$

$$\alpha = 0, \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{10000 \times 0.1} \times 2 = 0.01, \text{ m}$$

L'état limite de stabilité de forme sera vérifié par de majoration de l'excentricité réelle avec une excentricité due aux effet de seconde ordre

$$e_{\text{tot}} = 0.67 + 0.02 + 0.01 = 0.70 \text{ m}$$

*Les Sollicitations

$$N_u = 2.67 \text{ kN}$$

$$M_u = N_u \cdot e_{\text{tot}} = 2.67 * 0.7$$

$$= 1.87 \text{ kN.m}$$

*Le coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{2.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12 \times 14.48} \quad (3.6)$$

$$\psi_1 = 1.2 \times 10^{-3}$$

$$\psi_1 < 0.81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < \frac{2}{3}$$

Donc :

$$\varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\omega_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\omega_1})} = 0.167 \quad (3.7)$$

$$e_{\text{NC}} = \varepsilon \cdot h = 0.12 \times 0.167 = 0.02 \text{ m} \quad (3.8)$$

$$e_{\text{NC}} < e_{\text{tot}} \quad (3.9)$$

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 simple.

* Calcul du Moment Fictif

$$d = 10.8 \text{ cm}$$

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.10)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 1.86 + 2.67(0.108 - 0.12/2) = 1.92 \text{ kN.m}$$

*Calcul de la Section des Armatures Fictives

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108^2 \times 14.48} = 0.0114 \quad (3.11)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014 \quad (3.12)$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0.8 \cdot b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 100 \times 10.8 \times 0.014 \times 14.48}{348} = 0.51 \text{ cm}^2 \quad (3.13)$$

*Calcul de la section des armatures réelles :

$$A_{s \text{ réel}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.51 \times 10^{-4} - \frac{2.67 \times 10^{-3}}{400} = 0.44 \text{ cm}^2 \quad (3.14)$$

Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 10.8 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad (3.15)$$

$$A_{s \text{ adopté}} = \max(A_{s \text{ réel}}, A_{s \text{ min}}) = 1.3 \text{ cm}^2 \quad (3.16)$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Espacement : e = 25 cm

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad (3.17)$$

On prend : 3HA8 = 1.51 cm²

Espacement : e = 25 cm

3.2.6 Vérification de contrainte tangentielle (CBA93 Art A.5.1)

On a suivant CBA93 (A.5.1.2.1.1) :

Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (3.18)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.024 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

$$\tau_u = 0.024 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{C.V})$$

3.2.7 Vérification à l'E.L.S

*Vérification de béton :

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I}$$

D'après cette relation, on résout pour z :

$$z^3 + p \cdot z + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - 90A'_s \left(\frac{c - d'}{b} \right) + 90A_s \left(\frac{d - c}{b} \right) \quad (3.21)$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s(c - d')^2/b - 90A_s(d - c)^2/b \quad (3.22)$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad \text{Donc : } e = \frac{1.2}{2.67} = 0.45 \text{ m}$$

$$c = 0.06 - 0.45 \quad \rightarrow \quad c = -0.39 \text{ m}$$

$$p = -3(-0.39)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \frac{(0.108 + 0.39)}{1} \quad \rightarrow \quad p = -0.443 \text{ m}^2$$

$$q = -2(-0.39)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \frac{(0.108 + 0.39)^2}{b} \quad \rightarrow \quad q = 0.112 \text{ m}^3$$

Donc la relation est : $z^3 - 0.281z + 0.057 = 0$

Pour résoudre cette relation, on calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (0.112)^2 + \frac{4 \times (-0.443)^3}{27} = -0.000223$$

$$\varphi = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \arccos \left(\frac{3 \times 0.112}{2 \times (-0.443)} \sqrt{\frac{-3}{-0.443}} \right) \quad \rightarrow \quad \varphi = 172.33^\circ \quad (3.23)$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{-(-0.443)}{3}} \quad \rightarrow \quad a = 0.77$$

* Les trois solutions sont :

$$z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0.77 \cos(57.43) \quad \rightarrow \quad z_1 = 0.41$$

$$z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 0.77 \cos(177.43) \quad \rightarrow \quad z_2 = -0.77$$

$$z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 0.77 \cos(297.44) \quad \rightarrow \quad z_3 = 0.35$$

On a : $y_{ser} = z + c$

$$z_1 = 0.41 : \quad y_{ser1} = 0.41 - 0.39 = 0.02 \text{ m}$$

$$z_2 = -0.77 : \quad y_{ser2} = -0.77 - 0.39 = -1.16 \text{ m}$$

$$z_3 = 0.35 : \quad y_{ser3} = 0.35 - 0.39 = -0.04 \text{ m}$$

On adopte : $y_{ser1} = 2 \text{ cm}$ ($0 < 2 \text{ cm} < 8.5 \text{ cm}$)

*Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] \quad (3.24)$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.02^3}{3} + 15 \cdot [2.01 \cdot (0.108 - 0.02)^2]$$

$$I = 2.58 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.20 \times 10^{-3}}{2.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow K = 46.28 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 46.28 \cdot 0.02 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton :

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

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

Vérification de l'acier :

$$\sigma_s = 15K(d - y_{ser}) = 15 \cdot 46.28 \cdot (0.108 - 0.02) \Rightarrow \sigma_s = 59.70 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad (C.V)$$

3.2.8 Schéma de ferrailage

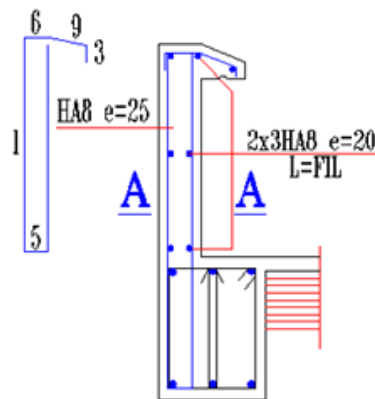


Fig. 3.2 : Schéma de ferrailage L'acrotère

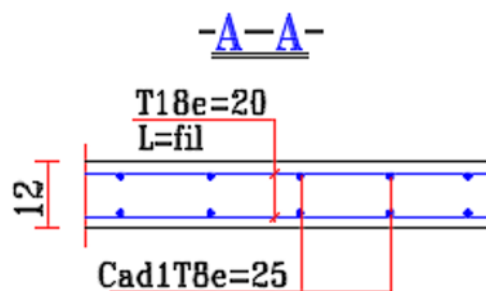


Fig. 3.3 : coupe A-A de l'acrotère

3.3 Étude des Escaliers

3.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers. L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier de RDC et les étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

Hypothèses de calcul

- ✘ Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS.
- ✘ L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

Évaluation des charges pour la paillasse

Pour la paillasse :

$$G_{\text{paillasse}} = 10.2 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour le palier :

$$G_{\text{palier}} = 6.6 \text{ kN/m}^2, Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Calcul du ferrailage des escaliers

*Combinaison des charges à l'ELU Pour la paillasse :

$$q_{u1} = 1.35 \times 10.2 + 1.5 \times 2.5 = 17.52 \text{ KN/m}^2$$

Pour le palier :

$$q_{u2} = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison des charges à l'ELS :

Pour la paillasse :

$$q_{s1} = 10.2 + 2.5 = 12.7 \text{ KN/m}^2$$

Pour le palier :

$$q_{s2} = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

$$q_{eu} = \frac{12.66 \times 1.4 + 17.52 \times 2.7 + 12.66 \times 2.35}{1.4 + 2.7 + 2.35} = 14.69 \text{ KN}$$

$$q_{es} = \frac{9.1 \times 1.4 + 12.7 \times 2.7 + 9.1 \times 2.35}{1.4 + 2.7 + 2.35} = 10.61 \text{ KN}$$

Calcul des moments à l'ELU Pour la paillasse :

$$M_{0u} = \frac{14.69 \times (6.45)^2}{8} = 76.42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En travée :

$$M_{tu} = 0.8 \times 76.42 = 61.13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En appui :

$$M_{0u} = 0.4 \times 76.42 = 30.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul des moments à l'ELS Pour la paillasse :

$$M_{0s} = \frac{q_{es} \times L^2}{8} = \frac{10.61 \times (6.45)^2}{8} = 55.16 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad (3.25)$$

En travée :

$$M_{ts} = 0.8 \times 55.16 = 44.13 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En appui :

$$M_{0s} = 0.4 \times 55.16 = 22.06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de l'effort tranchant à l'ELU

$$T_u = \frac{q_{eu} \times L}{2} = \frac{14.69 \times (6.45)}{2} = 31.41 \text{ KN} \quad (3.26)$$

3.3.2 Calcul du ferrailage des escaliers :

Section rectangulaire (b*h)

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} = 0.18 \text{ m}$$

*En Travée

$$u = \frac{M_{tu}}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{61.13 \times 10^{-3}}{(0.18)^2 \times 1 \times 14.20} = 0.133$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133}\right) = 0.18$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 100 \times 0.18 \times 0.18 \times 14.20}{348} = 10.52 \text{ cm}^2 \quad (3.27)$$

*En Appuis

$$u = \frac{M_{0u}}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{30.57 \times 10^{-3}}{(0.18)^2 \times 1 \times 14.20} = 0.067$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}\right) = 0.086$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 100 \times 18 \times 0.086 \times 14.20}{348} = 5.06 \text{ cm}^2$$

3.3.3 Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2)

En Travée :

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sadopté} = \max(A_s, A_{smin}) = \max(10.52, 2.17) = 10.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA14 = 10.78 cm² Espacement : $e = 15$ cm

*En Appuis

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sadopté} = \max(A_s, A_{smin}) = \max(5.06, 2.17) = 5.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm² Espacement : $e = 20$ cm

Armature de répartition :

*En Travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 2.70 cm²

*En Appuis

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{5.67}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Vérification espacement d'armature :

$$S_t \leq \min\{3 \times 18, 33\}$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{47.39}{100 \times 18} = 0.263 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{CV}$$

3.3.4 Vérification à l'ELS

Comme :

- ✓ La fissuration peu préjudiciable.
- ✓ Les escaliers sont soumis à la flexion simple.
- ✓ L'acier utilisé est FeE400.
- ✓ La section est rectangulaire.

On ne peut pas effectuer cette vérification.

En Travée :

$$\alpha_u \leq \frac{\gamma_a - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma_a = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{61.13}{44.13} = 1.39$$

$$\alpha_u \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_u = 0.443 \leq 0.18 \implies \text{CV}$$

En Appuis :

$$\alpha_u \leq \frac{\gamma_a - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma_a = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{30.57}{22.06} = 1.39$$

$$\alpha_u = 0.443 < 0.086 \implies \text{CV}$$

Donc, la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

3.3.5 Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \implies \frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.031 \geq 0.0625 \implies \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{F_e} \implies \frac{A_s}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 18} = 0.0059 < 0.0105 \implies \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{h}{L} = \frac{18}{645} = 0.031 \geq \frac{1}{10} \times \frac{20.37}{35.46} = 0.080 \implies \text{CNV}$$

Il y a une condition qui n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

D'après CBA93 : Calcul de la flèche

D'après la RDM, la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5qL^4}{348EI} \quad (3.28)$$

Avec :

f : la flèche

E : Module de déformation différée $E_{vj} = 32164.2$, MPa

I : Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.66 \text{ cm}^4$

Donc :

$$f = \frac{5 \times 1060.70 \times 645^4}{348 \times 32164.2 \times 66666.66} = 0.19 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

La flèche admissible $f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{645}{500} = 1.15 \text{ cm}$

$$f = 1.11 \text{ cm} < f_{ad} = 1.15 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

En conclusion, les vérifications effectuées démontrent que l'escalier en béton armé répond aux critères de sécurité et de stabilité selon les normes en vigueur. Les sections d'armature adoptées et les dimensions respectent les conditions nécessaires pour assurer la résistance et la durabilité de la structure.

3.3.6 Schéma de ferrailage

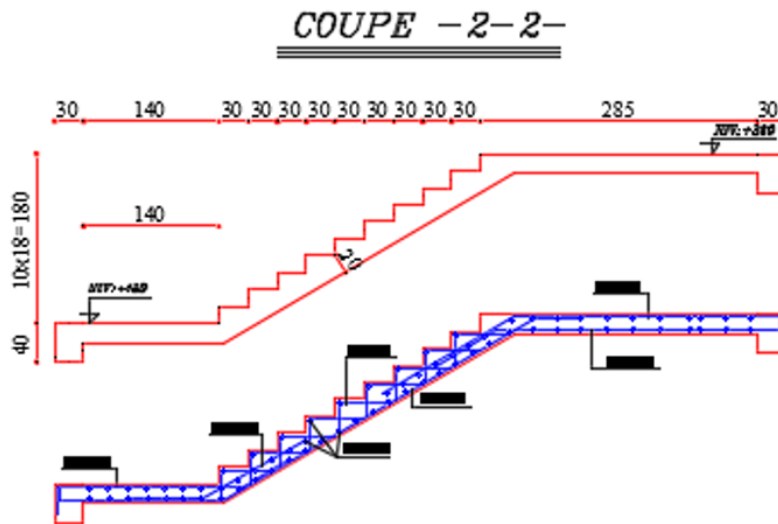


Fig. 3.4

3.4 Étude de la poutre palier

3.4.1 Introduction

La poutre palier sera partiellement encadrée à ses extrémités et soumise à une flexion plus une torsion. Les sollicitations auxquelles elle est soumise sont dues au poids propre du palier et de la paillasse.

3.4.2 Évaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ kN/m}$$

✓ Poids propre du mur extérieur :

$$G_{Mur} = \left(\frac{3.6}{2} - 0.45 \right) \times 2.81 = 3.79 \text{ kN/m}$$

Réaction provenant du palier et de la paillasse :

Paillasse :

Avec : $L = 2.7 \text{ m}$, $G_{paillasse} = 10.2 \text{ kN/m}$, $Q = 2.5 \text{ kN/m}$

A L'ELU :

$$R_u = q_u \times \frac{L}{2}$$

$$q_{eu} = \frac{12.66 \times 1.4 + 17.52 \times 2.7 + 12.66 \times 2.35}{1.4 + 2.7 + 2.35} = 14.69 \text{ KN}$$

$$R_u = 14.69 \times 4.1/2 \implies R_u = 30.11 \text{ kN}$$

A L'ELS :

$$R_{ser} = q_{ser} \times \frac{L}{2}$$

$$q_{es} = \frac{9.1 \times 1.4 + 12.7 \times 2.7 + 9.1 \times 2.35}{1.4 + 2.7 + 2.35} = 10.61 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 10.61 \times 4.1/2 \implies R_{ser} = 22.08 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :

$$G_{totale} = G_{pp} + G_{mur}$$

$$G = 3 + 3.79 = 6.79 \text{ kn/m}^2$$

A L'ELU

$$qu = 1.35 \times G_{totale} + R_u$$

$$qu = 1.35 \times 6.79 + 30.11$$

$$qu = 39.29 \text{ kN}$$

A L'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + R_{ser}$$

$$q_{ser} = 6.79 + 22.08$$

$$q_{ser} = 28.87 \text{ kN}$$

Calcul les sollicitations de la poutre palière :

A L'ELU :

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{39.29 \times (4.1)^2}{8} \implies M_0 = 82.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 82.55 \implies M_a = 33.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.8 \times M_0 = 0.8 \times 82.55 \implies M_t = 66.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{28.87 \times (4.1)^2}{8} \implies M_0 = 60.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 60.67 \implies M_a = 24.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.8 \times M_0 = 0.8 \times 60.67 \implies M_t = 48.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_U = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{39.28 \cdot 4.1}{2} = 80.53 \text{ kN}$$

3.4.3 Ferrailage de la poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, avec :

$$b = 30 \text{ cm}, \quad h = 40 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad d = h - 2c = 36 - (2 \times 2) \implies d = 36 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66.04 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.120$$

$$\mu = 0.120 < \mu = 0.186 \implies \text{L'ELU est atteint au pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.120)}\right) \implies \alpha = 0.16$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 100 \times 36 \times 0.16 \times 14.20}{348} = 5.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.02 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu = 0.060 < \mu = 0.186 \implies \text{L'ELU est atteint au pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.060)}\right) \implies \alpha = 0.077$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 100 \times 36 \times 0.077 \times 14.20}{348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) : En travée :

$$A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopte} = \max(A_s, A_{Smin}) = \max(5.63, 1.3) \text{ cm}^2$$

On adopte : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ Espacement : $e = 15 \text{ cm}$

En Appuis :

$$A_{Smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopte} = \max(A_s, A_{Smin}) = \max(3.14, 1.3) \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Armature Transversale D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{h}, \frac{10}{b}, \varnothing_l \right\} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 12 \right\} \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ 1.1 \text{ mm}, 3 \text{ mm}, 1.2 \text{ mm} \}$$

$$\varnothing_t \leq 11 \text{ mm}$$

Zone Nodale

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 10, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 10, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 10 \times 1.2, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 10, 12, 30 \text{ cm} \} = 10 \text{ cm}$$

on adopte $St = 10 \text{ cm}$.

Zone Courante

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

on adopte $St = 15 \text{ cm}$. Armatures de répartition : Sur appuis :

$$A_t = \frac{4.25}{4} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Sur travée :

$$A_t = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

3.4.4 Vérification à l'ELS

Si les conditions suivantes sont applicables :

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ Soumise à la flexion simple.
- ✓ Les aciers utilisés FeE400.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.

Donc, il faut vérifier : Les contraintes maximales du béton

En travée :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{60.04}{48.53} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \alpha \leq 0.44$$

$$\alpha = 0.16 < 0.43$$

Sur appuis :

$$\alpha = 0.08 \leq 0.43$$

Donc, la vérification à l'ELS est inutile.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% \times b \times h = \frac{0.5}{100} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 5HA12 + 5HA12 = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$AS = 11.3 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ RPA}} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux Zone Courante

$$A_{\min \text{ RPA}} = 4\% \times b \times h = \frac{4}{100} \times 30 \times 40 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 5HA12 + 5HA12 = 11.3 \text{ cm}^2 \leq 4.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.5 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \text{ et } T_{\max} = 80.54 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{80.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} \implies \tau_u = 0.75 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.2 \times f_{c28}, \frac{\gamma_b}{5}\} \implies \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

3.4.6 Vérification de la flèche

Selon le BAEL 91 révisée 99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{40}{410} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{40}{410} = 0.10 > \frac{0.8M_0}{10M_0} = 0.08 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4.2 \times f_e \implies \frac{4.25}{30 \times 31} = 0.003 < 4.2 \times \frac{1}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

3.4.7 Calcule la poutre palière à la torsion :

$$M_T = M_a \times \frac{b}{2} = 80.54 \times \frac{0.3}{2} = 12.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.4.8 Calcul de la contrainte de la torsion :

$$\tau_{uT} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

où e est l'épaisseur de la section creuse et Ω est l'aire de contour tracé à mi-épaisseur des parois.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 6.67) \times (40 - 6.67)$$

$$\Omega = 777.78 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{12.08 \times 10^{-3}}{2 \times 777.78 \times 6.67 \times 10^{-6}} = 1.16 \text{ MPa}$$

3.4.9 Calculer la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{\text{cis}} = \frac{T_u}{b \times d}$$

où $T_u = T_{\text{max}} = 80.54 \text{ kN}$

$$\tau_{\text{cis}} = \frac{80.54 \times 10^3}{30 \times 36 \times 10^2} \implies \tau_{\text{cis}} = 0.75 \text{ MPa}$$

3.4.10 Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{\text{cis}}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \implies 1.16^2 + 0.75^2 \leq 3.33^2$$
$$1.91 \text{ MPa} < 11.11 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

3.4.11 Les armatures nécessaires de la torsion Armature longitudinale :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

Où U est le périmètre de la section efficace.

$$U = 2[(h - e) + (b - e)] = 2 \times [(40 - 6.67) + (30 - 6.67)] = 113.3 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{113.3 \times 12.08 \times 10^3}{2 \times 777.78 \times 348} \implies A_l = 2.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

3.4.12 Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_T \times S_T}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

Où S_T est la section transversale de l'armature transversale.

$$S_T \leq \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} \implies S_T \leq \min\{32.4 \text{ cm}, 40 \text{ cm}\}$$

On adopte : $S_T = 30 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{30 \times 12.08 \times 10^3}{2 \times 777.78 \times 348} \implies A_t = 0.66 \text{ cm}^2$$

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

3.4.13 Schéma de ferrailage de la poutre palière :

Poutre Palière:35X40

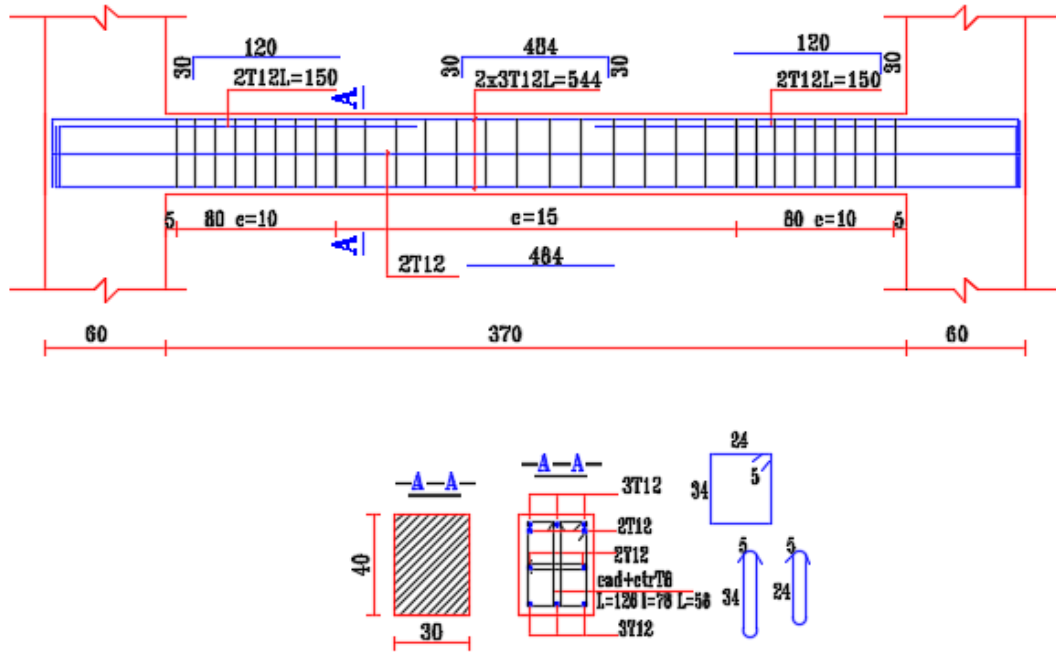


Fig. 3.5 : ferrailage des poutres palier

3.5 Calcul du Balcon

3.5.1 Introduction

Les balcons, éléments architecturaux courants, sont des dalles pleines supposées être des plaques horizontales minces en béton armé. Leur épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, ce qui les rend souvent sujettes à des calculs spécifiques pour assurer leur stabilité et leur capacité portante. Ces dalles reposent généralement sur deux ou plusieurs appuis, et elles peuvent supporter des charges dans une ou deux directions.

Objectif du Calcul Le calcul du balcon vise à déterminer la capacité portante de la dalle en fonction de différents paramètres tels que la charge appliquée, les dimensions de la dalle, les caractéristiques du matériau, et le nombre d'appuis. Il s'agit de garantir que le balcon répond aux normes de sécurité et de durabilité requises. Approche de Calcul L'approche de calcul implique l'utilisation de méthodes de conception structurelle, telles que la théorie des poutres et la résistance des matériaux, pour évaluer les contraintes, déformations et capacités portantes du balcon. Des considérations telles que la charge uniforme, la charge concentrée, et les conditions aux limites aux points d'appui sont prises en compte.

3.5.2 Calcul des Sollicitations :

Charges :

Les charges appliquées sur le balcon sont les suivantes :

✓ Charge permanente $G_{\text{balcon}} = 5.35 \text{ kN/m}$

✓ Charge d'exploitation $Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ kN/m}$

Charges

Les charges appliquées sur le balcon sont les suivantes :

✓ Charge permanente $G = 5.35 \text{ kN/m} \cdot l$

✓ Surcharge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ kN/m} \cdot l$

✓ Charge des garde-corps $G_{\text{garde-corps}} = 1.3 \text{ kN}$

Combinaison des Charges pour le Balcon - Étage Courant

À l'État Limite Ultime (ELU) :

Les sollicitations à l'ELU sont calculées comme suit :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5$$

$$q_u = 12.47 \text{ kN/m} \cdot l$$

$$p_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3$$

$$p_u = 1.76 \text{ kN/m} \cdot l$$

3.5.3 Calcul du Moment Fléchissant (ELU) :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p_u \cdot L = \frac{12.47 \times (1.3)^2}{2} + 1.76 \times 1.3$$

$$M_u = 12.82 \text{ kN.m}$$

À l'État Limite de Service (ELS) :

Les sollicitations à l'ELS sont calculées comme suit :

$$q_s = G + Q = 5.35 + 3.5$$

$$q_s = 8.85 \text{ kN/m} \cdot l$$

$$p_s = P \times 1 = 1.3 \times 1$$

$$p_s = 1.3 \text{ kN/m} \cdot l$$

3.5.4 calcul du Moment Fléchissant (ELS) :

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + p_s \cdot L = \frac{8.85 \times (1.3)^2}{2} + 1.3 \times 1.3$$

$$M_s = 9.17 \text{ kN.m}$$

3.5.5 Calcul de l'effort Tranchant (ELU) (CBA93 A.5.1) :

$$V_u = q_u \cdot L + p_u = 12.47 \times 1.3 + 1.76$$

$$V_u = 17.97 \text{ kN}$$

3.5.6 Détermination du Ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

L'ELU :

3.5.6.1 Armature Longitudinale :

Le calcul de l'armature longitudinale à l'ELU est effectué comme suit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.82 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.16} = 0.050 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}\right) = 0.064$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 100 \times 13.5 \times 0.064 \times 14.20}{348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.5.6.2 Armature de Répartition :

Selon l'article BAEL 91, on calcule l'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement des armatures $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.5.7 Vérifications nécessaires :

3.5.7.1 Condition de non-fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 2.1/400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V.}).$$

3.5.7.2 Vérification au cisaillement (CBA93 A.5.4.3) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.15 \cdot f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}\} = \min \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{C.V.}).$$

3.5.8 Vérification à l'État Limite de Service (ELS) :

3.5.9 Vérification des Contraintes

Le centre de gravité :

$$y = 15 \frac{(A_s - A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + dA'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$
$$y = 15 \frac{(3.39)}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1(0.135 \times 3.39)}{7.5 \times (3.39)^2}} - 1 \right]$$
$$y = 0.03 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d)^2]$$
$$I = \frac{1 \cdot (0.03)^3}{3} + 15 \cdot [3.39 \cdot (0.135 - 0.03)^2]$$
$$I = 6.49 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.17 \times 10^{-3}}{6.49 \times 10^{-5}} = 141.4 \text{ MPa/m.}$$

Contrainte maximale de béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 141.3 \times 0.03$$
$$\sigma_{bc} = 4.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \text{pour} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{C.V})$$

Contrainte maximale de l'acier (σ_s) :

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y) = 15 \cdot 141.4 \cdot (0.135 - 0.03)$$

$$\sigma_s = 217.7 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots (\text{C.N.V})$$

Il faut recalculer A_s en supposant $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

$$u = \frac{30 \cdot M_{\text{ser}}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} = \frac{30 \cdot 9.17 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 201.63} = 0.075 \text{ m}$$

$$\lambda = 1 + u = 1 + 0.075 = 1.075 \text{ m}$$

$$\cos \phi = \lambda^{3/2} = 0.90$$

$$\implies \phi = 25.84$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(240 + \frac{\phi}{3} \right) = 0.25$$

$$\bar{b}_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \frac{\bar{\sigma}}{n} = 4.48 \text{ m}$$

$$\implies \sigma_{bc} = 4.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0.24 \times 100 \times 13.5 \times 4.48}{2 \times 201.63} = 3.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

Armature de Répartition :

Selon l'article BAEL 91, on calcule l'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm²

L'espacement des armatures :

Armature de principale : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

$s_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$ avec $h = 15 \text{ cm}$

on prend $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Armature de Répartition : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

$s_t \leq \min(4h; 40 \text{ cm})$ avec $h = 15 \text{ cm}$

on prend $S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

3.5.10 Vérification de la Flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} > 0.0625 \Rightarrow 0.12 > 0.0625 \quad (\text{C.V.})$$

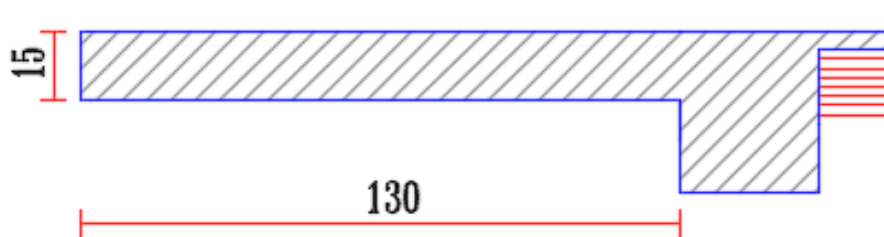
$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \cdot 13.5} < 0.0105 \Rightarrow 0.0025 < 0.0105 \quad (\text{C.V.})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} \geq \frac{1}{10} \frac{17.90}{17.90} \Rightarrow 0.12 \geq 0.10 \quad (\text{C.V.})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5.11 Schéma de ferrailage de balcon

Coffrage Balcon



Ferrailage Balcon

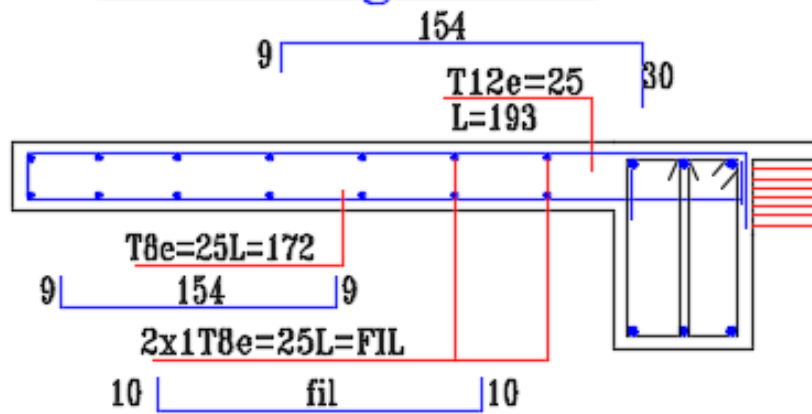


Fig. 3.6

3.6 Étude du Plancher

3.6.1 Définition

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

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.

3.6.2 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.

3.6.3 Étude des Poutrelles

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

Méthode de calcul : Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

3.6.4 La méthode forfaitaire :

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

$$(Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)).$$

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

✕ Fissuration peu nuisible (F.P.N).

✕ Le rapport entre deux travées successives :

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

poutrelle à sept travées :

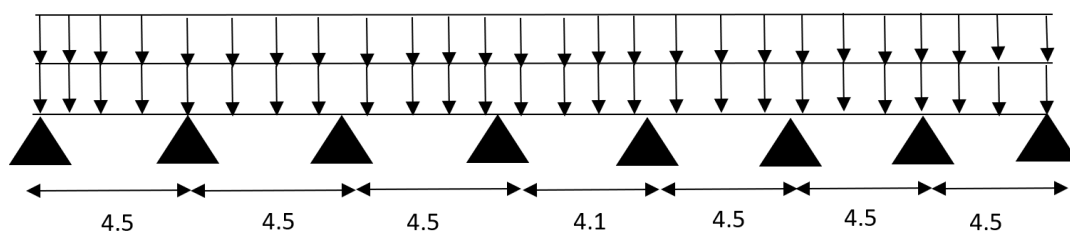


Fig. 3.7 : plancher terrasse

3.6.5 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Type 1 :plancher terrasse

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée

$$(Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)).$$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2; G = 6.59 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(13.18, 5) \dots\dots\dots(CV)$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, \quad \frac{4.5}{4.1} \leq 1.25, \quad \frac{4.1}{4.5} \leq 1.25 \dots\dots\dots(CV)$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées(C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable..... (CV).

type 2 : Étude Plancher étage courent

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

✓ Plancher étage courent :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (CV)$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, \quad \frac{4.5}{4.1} \leq 1.25, \quad \frac{4.1}{4.5} \leq 1.25 \quad (CV)$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable (CV).

type 3

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

• Plancher étage courent :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, \quad \frac{4.5}{4.1} \leq 1.25, \quad \frac{4.1}{4.5} \leq 1.25 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable (Condition Vérifiée).

type4

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

• Plancher étage courent :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable (Condition Vérifiée).

Calcul des sollicitations maximales

Soit : α : le rapport des charges d'exploitations Q_B à la somme des charges permanentes G et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B}.$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison; dans une travée de portée L , supportant une charge uniformément répartie q , ce moment vaut :

$$M_0 = \frac{qL}{8}.$$

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée dans une travée intermédiaire

$$M_t = \max \{1.05 \times m_o, (1 + 0.3\alpha) \times m_o\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t = \frac{1 + 0.3\alpha}{2}$$

$$M_t = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$$

dans une travée de rive :

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées,

✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,

✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$$\alpha = 0.132$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.040$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.620$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.520$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 7.59 \text{ KN/m}^2$$

Charge Linéaire sur Nervure (Entre Axes 65 cm)

E.L.U.

$$q_u \times 0.65 = 6.76 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 4.93 \text{ (kN/m)}$$

3.6.6 Détermination des Sollicitations

Calcul à L'ELU

✓ Moment Isostatique

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

$$M_{1,2,3,5,6,7} = \frac{6.76 \times (4.5)^2}{8} = 17.11 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = \frac{6.76 \times (4.1)^2}{8} = 16.35 \text{ kN.m}$$

Tab. 3.1 : Moment en travées aL'ELU type1

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.50	4.50	4.50	4.10	4.50	4.50	4.50
M0	17.11	17.11	17.11	16.35	17.11	17.11	17.11
Mt 1	11.98	10.27	11.12	10.32	11.12	10.27	11.98
Mt 2	10.60	-	-	-	-	-	10.60
Mt 3	-	8.89	8.89	8.50	8.89	-	-
Mt F	11.98	10.27	11.12	10.32	11.12	10.27	11.98

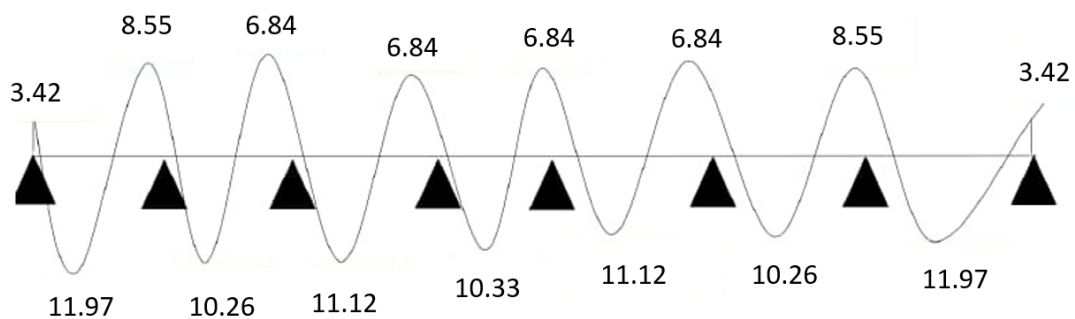


Fig. 3.8 : Diagramme des moments plancher terrasse à ELU

Calcul à L'ELS

Moment Isostatique

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

$$M_{1,2,3,5,6,7} = \frac{4.93 \times (4.5)^2}{8} = 12.49 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = \frac{4.93 \times (4.1)^2}{8} = 11.94 \text{ kN.m}$$

Tab. 3.2 : Moment en travées a L'ELS type1

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.4	4.5	4.5	4.5
M0	12.49	12.49	12.49	11.94	12.49	12.49	12.49
Mt 1	8.74	7.49	8.12	7.54	8.12	7.49	8.74
Mt 2	7.74	-	-	-	-	-	7.74
Mt 3	-	6.49	6.49	6.21	6.49	6.49	-
Mt F	8.74	7.49	8.12	7.54	8.12	7.49	8.74

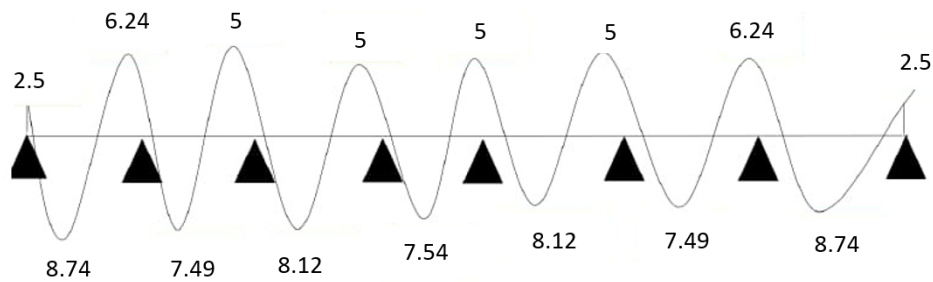


Fig. 3.9 : Diagramme des moments plancher terrasse à ELS

3.6.7 Effort Tranchant

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{where} \quad a = \left(1 + \frac{\sqrt{M_e + M_t}}{\sqrt{M_w + M_t}}\right) \times L$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \quad \text{where} \quad b = \left(1 + \frac{\sqrt{M_w + M_t}}{\sqrt{M_e + M_t}}\right) \times L$$

Tab. 3.3 : Effort Tranchant type1

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.50	4.50	4.50	4.40	4.50	4.50	4.50
Mt	11.97	10.26	11.12	10.33	11.12	10.26	11.97
Mw	3.42	8.55	6.84	6.84	6.84	6.84	8.55
Me	8.55	6.84	6.84	6.84	6.84	8.55	3.42
a (m)	2.09	2.30	2.25	2.20	2.25	2.20	2.41
b (m)	2.41	2.20	2.25	2.20	2.25	2.30	2.09
Vw (-)	14.74	16.34	15.97	15.61	15.97	15.58	17.02
Ve (+)	17.02	15.58	15.97	15.61	15.97	16.34	14.74

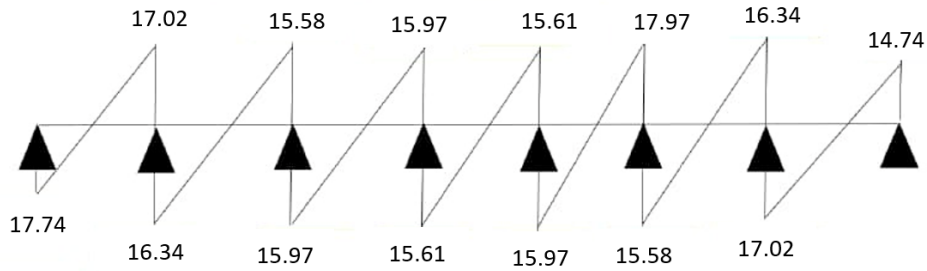


Fig. 3.10 : daigramme des effort tranchant

Values Maximum

$$M_t = 11.97(\text{KN} \cdot \text{M})$$

$$M_a = 8.55(\text{KN} \cdot \text{M})$$

$$T_{\max} = 17.02 \text{KN}$$

Calcul du Ferrailage

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, et par conséquent, les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction, puisque le béton résiste mal à la traction.

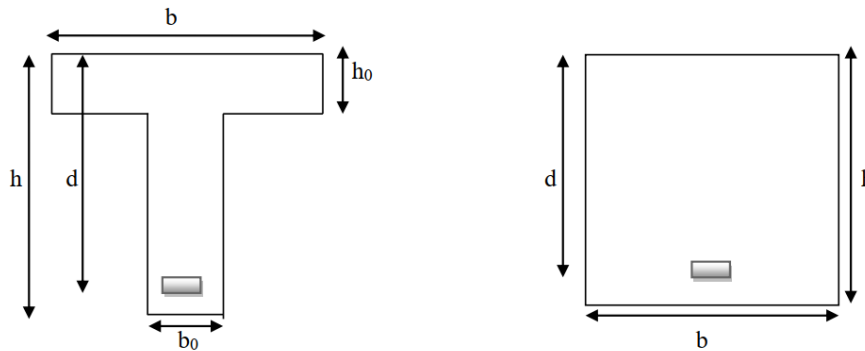


Fig. 3.11 : coupe de section rectangulaire et section en T

Ferrailage à l'ELU Le ferrailage sera calculé à l'ELU avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures en travée :

$$M_{t \max} = 11.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M table : le moment équilibre par la table de compression

✓ Si $M_{\text{table}} < M_{t \max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure, et la section des calculs sera une section en "Té".

✓ Si $M_{\text{table}} > M_{t \max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment équilibré par la table seule :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \tag{3.29}$$

$$\alpha = \frac{h_0}{d} = \frac{0.04}{(0.9 \times 0.20)} = 0.222$$

$$0.166 \leq \alpha = 0.222 \leq 0.259$$

$$1.14 \cdot \alpha - 0.57 \cdot \alpha^2 - 0.07 = 1.14 \cdot (0.222) - 0.57 \cdot (0.222)^2 - 0.07 = 0.155$$

$$M_t = 0.155 \times 0.65 \times \left(\frac{0.9 \times 0.20}{2} \right)^2 / 14.2 = 0.0463 \text{ MN.m} = 46.3 \text{ kN.m}$$

$M_{\text{travée u}} = 11.97 \text{ kN.m} < M_t = 46.3 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, on calcule donc, la section

Tab. 3.4 : Ferrailage à l'ELU

Section	b (cm)	d (cm)	M_u	u	α	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$
Appui	10	18	8.55	0.186	0.26	0.896	1.52	0.22	1.57
Travée	65	18	11.97	0.040	0.051	0.98	1.95	1.41	2.36

✓ On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

✓ On adopte : 3HA10 = 2.36 cm²

3.6.8 TYPE2 :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 4) = 13.41 \text{ KN/M}^2 \quad (3.30)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4 + 5.49 = 9.49 \text{ KN/M}^2 \quad (3.31)$$

E.L.U.

$$qu \times 0.65 = 8.72 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 6.17 \text{ (kN/m)}$$

Tab. 3.5 : moment sur travée.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.4	4.5	4.5	4.5
M_0	22.07	22.07	22.07	21.10	22.07	22.07	22.07
M_t 1	17.13	14.93	16.03	14.94	16.03	14.93	17.13
M_t 2	14.63478266	-	-	-	-	-	14.63478266
M_t 3	-	12.428	12.428	11.882	12.428	-	-
M_t F	17.13	14.93	16.03	14.94	16.03	14.93	17.13

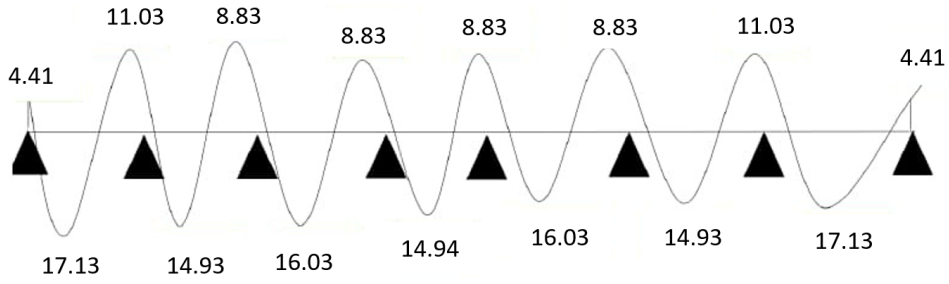


Fig. 3.12 : Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELU

Calcul à L'ELS

Tab. 3.6 : moment sur travée.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.4	4.5	4.5	4.5
M_0	15.61	15.61	15.61	14.93	15.61	15.61	15.61
$M_t 1$	12.12	10.56	11.34	10.57	10.15	10.56	12.12
$M_t 2$	10.36	-	-	-	-	-	10.36
$M_t 3$	-	8.79	8.79	8.41	8.79	8.79	-
$M_t F$	12.12	10.56	11.34	10.57	10.15	10.56	12.12

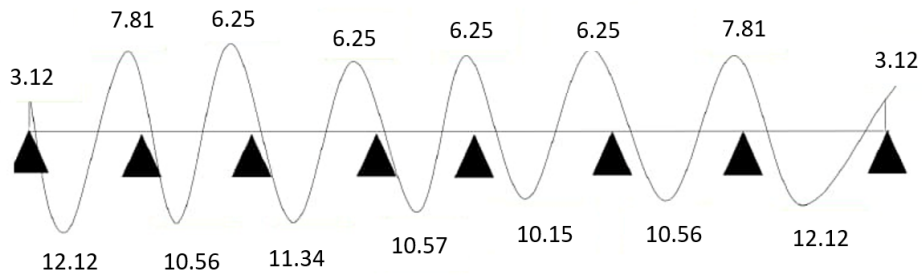


Fig. 3.13 : Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELS

Effort Tranchant

Tab. 3.7 : L'effort tranchant.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.50	4.50	4.50	4.40	4.50	4.50	4.50
M_t	17.13	14.93	16.03	14.94	16.03	14.93	17.13
M_w	4.41	11.03	8.83	8.83	8.83	8.83	11.03
M_e	11.03	8.83	8.83	8.83	8.83	11.03	4.41
a (m)	2.10	2.30	2.25	2.20	2.25	2.20	2.40
b (m)	2.40	2.20	2.25	2.20	2.25	2.30	2.10
V_w (-)	20.53	22.57	22.09	21.60	22.09	21.59	23.47
V_e (+)	23.47	21.59	22.09	21.60	22.09	22.57	20.53

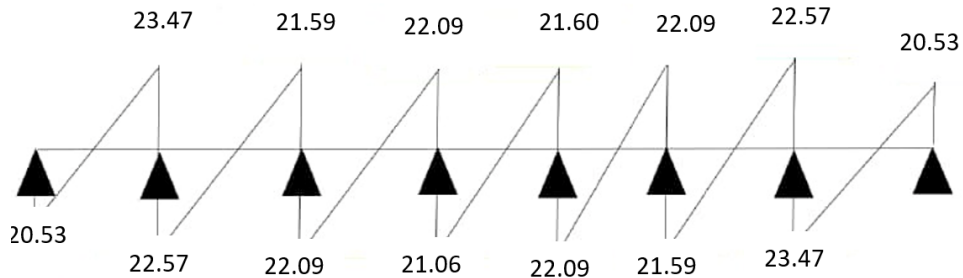


Fig. 3.14 : Daigramme des efforts tranchant étage courant à l'ELU

Calcul du Ferrailage

Tab. 3.8 : calcul du Ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	M_u	u	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$
Appui	10	18	11.03	0.349	0.349	0.860	2.05	0.22	2.26
Travée	65	18	17.13	0.057	0.074	0.970	2.82	1.41	3.39

On adopte : 2HA12 = 2.26 cm²

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

TYPE3 :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 1.5) = 9.66 \text{ KN/M}^2 \quad (3.32)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 1.5 + 5.49 = 6.99 \text{ KN/M}^2 \quad (3.33)$$

E.L.U

$$qu \times 0.65 = 6.28 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 4.54 \text{ (kN/m)}$$

Tab. 3.9 : moment sur travée à L'ELu.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.4	4.5	4.5	4.5
M_0	15.90	15.90	15.90	15.20	15.90	15.90	15.90
M_t 1	11.36	9.77	10.56	9.82	10.56	9.77	11.36
M_t 2	10.05	-	-	-	-	-	10.05
M_t 3	-	8.46	8.46	8.09	8.46	-	-
M_t F	11.36	9.77	10.56	9.82	10.56	9.77	11.36

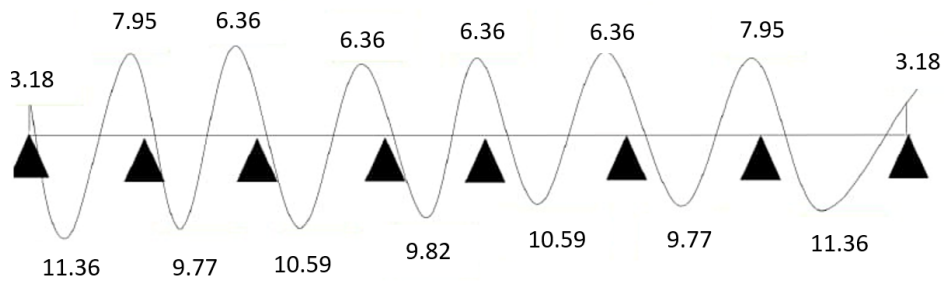


Fig. 3.15 : Daigramme des moment étage courant à L'ELU

Calcul à L'ELS

Tab. 3.10 : moment sur travée à L'ELS.

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.5	4.5	4.5	4.4	4.5	4.5	4.5
M_0	11.50	11.50	11.50	11.00	11.50	11.50	11.50
M_t 1	8.22	7.07	7.64	7.10	7.48	7.07	8.22
M_t 2	7.27	-	-	-	-	-	7.27
M_t 3	-	6.12	6.12	5.85	6.12	6.12	-
M_t F	8.22	7.07	7.64	7.10	7.48	7.07	8.22

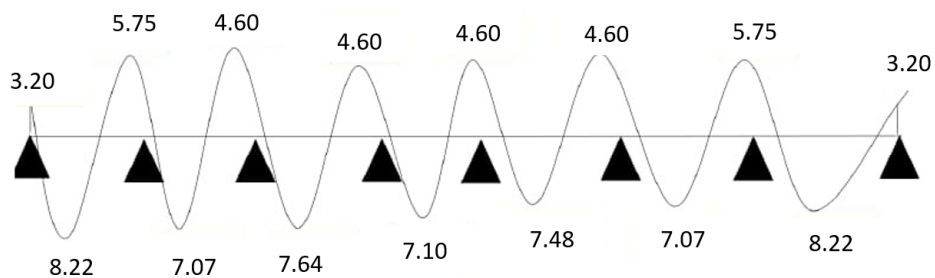


Fig. 3.16 : Diagramme des moment sur travée étage courant à L'ELS

Effort Tranchant

Tab. 3.11 : l'effort tranchant

Travée	1	2	3	4	5	6	7
L (m)	4.50	4.50	4.50	4.40	4.50	4.50	4.50
M_t	11.36	9.77	10.56	9.82	10.56	9.77	11.36
M_w	3.18	7.95	6.36	6.36	6.36	6.36	7.95
M_e	7.95	6.36	6.36	6.36	6.36	7.95	3.18
a (m)	2.09	2.30	2.25	2.20	2.25	2.20	2.41
b (m)	2.41	2.20	2.25	2.20	2.25	2.30	2.09
$V_w (-)$	13.90	15.38	15.04	14.71	15.04	14.68	16.02
$V_e (+)$	16.02	14.68	15.04	14.71	15.04	15.38	13.90

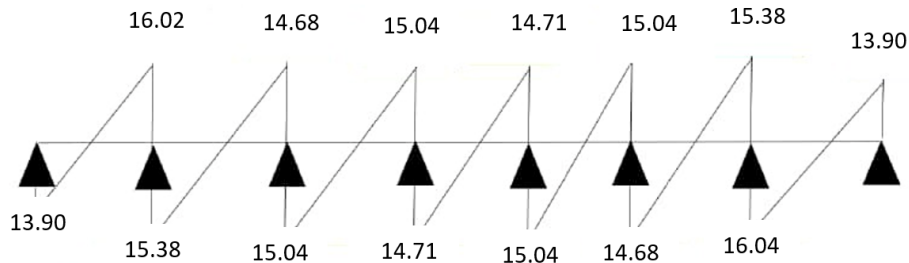


Fig. 3.17 : Daigramme des efforts tranchant étage courant à l'ELU

Calcul du Ferrailage

Tab. 3.12 : calcul du Ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	M_u	u	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$
Appui	10	18	7.95	0.173	0.239	0.904	1.40	0.22	1.57
Travée	65	18	11.36	0.038	0.049	0.981	1.85	1.41	2.36

- On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²
 - On adopte : 3HA10 = 2.36 cm²

TYPE4

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 1.5) = 9.66 \text{ KN/M}^2 \quad (3.34)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 1.5 + 5.49 = 6.99 \text{ KN/M}^2 \quad (3.35)$$

Tab. 3.13 : moment en travée à L'ELU

Travée	1	2
L (m)	4.5	4.5
M_0	15.90	15.90
M_t 1	10.56	10.56
M_t 2	10.05	10.05
M_t 3	-	-
M_t F	10.56	10.56

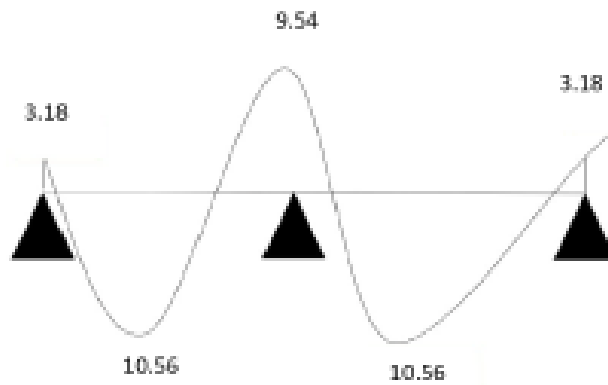


Fig. 3.18 : Diagramme des moments étage courant à ELU

Calcul à L'ELS

Tab. 3.14 : moment en travée à L'ELS

Travée	1	2
L (m)	4.5	4.5
M_0	11.50	11.50
M_t 1	7.64	7.64
M_t 2	7.27	7.27
M_t 3	-	-
M_t F	7.64	7.64

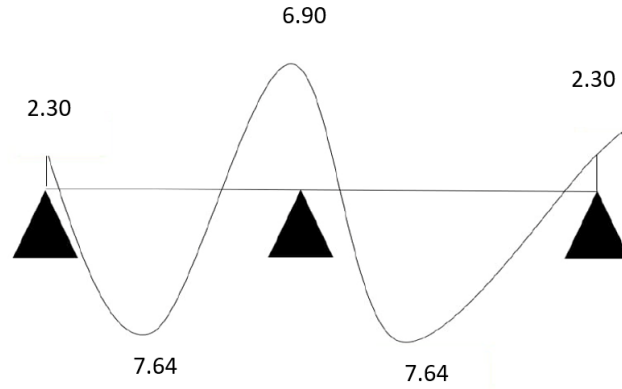


Fig. 3.19 : Daigramme des moment étage courant à l'ELS

Effort Tranchant

Tab. 3.15 : effort Tranchante.

Travée	1	2
L (m)	4.50	4.50
M_t	10.56	10.56
M_w	3.18	9.54
M_e	9.54	3.18
a (m)	2.04	2.46
b (m)	2.46	2.04
V_w (-)	13.49	16.32
V_e (+)	16.32	13.49

Fig. 3.20 : Daigramme des efforts tranchant étage courant à l'ELU

choix du ferrailage

- On adopte : 1HA10 = 0.79 cm²
- On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

TYPE5

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 4) = 13.41 \text{ KN/M}^2 \quad (3.36)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4 + 5.49 = 9.49 \text{ KN/M}^2 \quad (3.37)$$

E.L.U.

$$qu \times 0.65 = 8.72 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 6.17 \text{ (kN/m)}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

• Plancher étage courant :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, (\text{Condition Vérifiée})$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable (Condition Vérifiée).

Tab. 3.16 : moment sur travée.

Travée	1	2
L (m)	4.5	4.5
M_0	22.07	22.07
M_t 1	16.03	16.03
M_t 2	14.63	14.63
M_t 3	-	-
M_t F	16.03	16.03

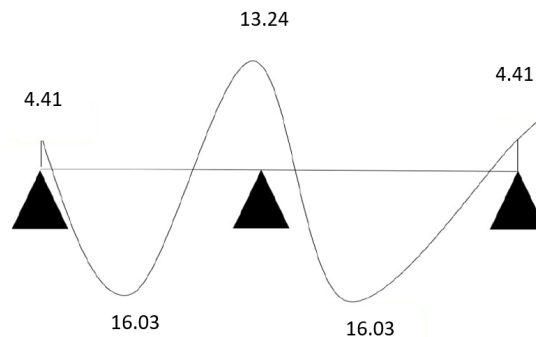


Fig. 3.21 : Daigramme des moments sur travée à L'ELU

Calcul à L'ELS

Tab. 3.17 : moment sur travée.

Travée	1	2
L (m)	4.5	4.5
M_0	15.61	15.61
M_t 1	11.34	11.34
M_t 2	10.36	10.36
M_t 3	-	-
M_t F	11.34	11.34

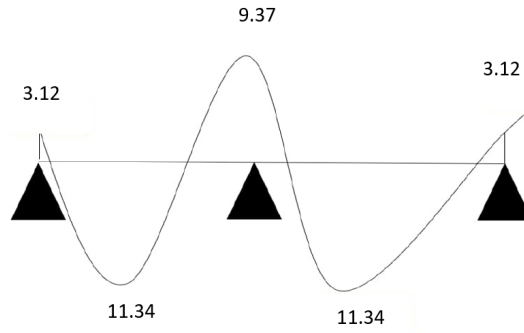


Fig. 3.22 : Daigramme des moments sur travée à l'ELS

Effort Tranchant

Tab. 3.18 : Effort tranchant

Travée	1	2
L (m)	4.50	4.50
M_t	16.03	16.03
M_w	4.41	13.24
M_e	13.24	4.41
a (m)	2.05	2.45
b (m)	2.45	2.05
V_w (-)	19.96	23.88
V_e (+)	23.88	19.96

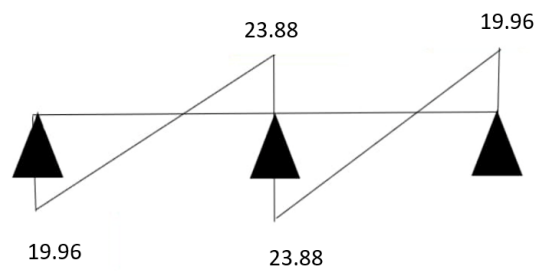


Fig. 3.23 : Daigramme des efforts tranchants à l'ELU

Calcul du Ferrailage

Tab. 3.19 : calcul du ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	M_u	u	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$
Appui	10	18	13.24	0.288	0.437	0.825	2.56	0.22	0.79
Travée	65	18	16.03	0.054	0.069	0.972	2.63	1.41	1.57

- On adopte : 1HA10 = 0.79 cm²

- On adopte : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

TYPE6

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 1.5) = 9.66 \text{ KN/M}^2 \quad (3.38)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 1.5 + 5.49 = 6.99 \text{ KN/M}^2 \quad (3.39)$$

E.L.U.

$$qu \times 0.65 = 6.28 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 4.54 \text{ (kN/m)}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. 1^{ère} condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

✓ Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

2. 2^{ème} condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, (\text{Condition Vérifiée})$$

3. 3^{ème} condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).
4. 4^{ème} condition : La fissuration est non préjudiciable (Condition Vérifiée).

Tab. 3.20 : moment sur travée A L'ELS

Travée	1	2	3
L (m)	4.5	4.5	4.5
M_0	15.90	15.90	15.90
M_t 1	11.36	8.97	11.36
M_t 2	10.05	-	10.05
M_t 3	-	8.46	-
M_t F	11.36	8.97	11.36

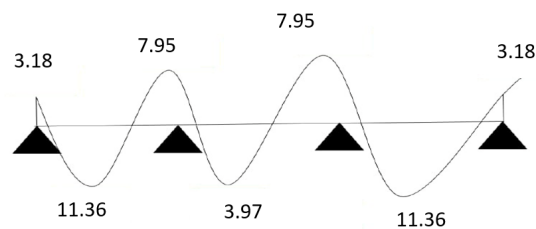


Fig. 3.24 : Daigramme des moments sur travée à l'ELU

Tab. 3.21 : moment sur travée A L'ELS

Travée	1	2	3
L (m)	4.5	4.5	4.5
M_0	11.50	11.50	11.50
M_t 1	8.05	6.33	8.05
M_t 2	7.27	-	7.27
M_t 3	-	6.12	-
M_t F	8.05	6.33	8.05

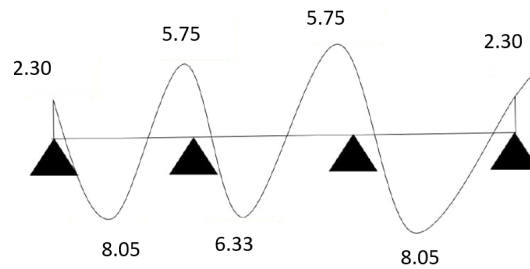


Fig. 3.25 : Daigramme des moments sur travée à l'ELS

Effort Tranchant

Tab. 3.22 : Effort Tranchant.

Travée	1	2	3
L (m)	4.50	4.50	4.5
M_t	11.36	8.97	11.36
M_w	3.18	7.95	7.95
M_e	7.95	7.95	3.18
a (m)	2.09	2.25	2.41
b (m)	2.41	2.25	2.09
V_w (-)	13.90	15.04	16.02
V_e (+)	16.02	15.04	13.90

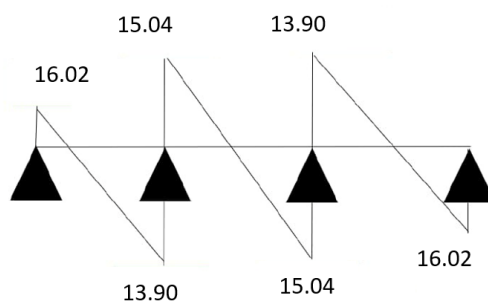


Fig. 3.26 : Daigramme des efforts tranchant à l'ELU

Calcul du Ferrailage

Tab. 3.23 : calcul du ferrailage

Section	b (cm)	d (cm)	M_u	u	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$
Appui	10	18	7.95	0.173	0.239	0.904	1.40	0.22	1.57
Travée	65	18	11.36	0.038	0.049	0.981	185	1.41	2.36

- On adopte : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$
- On adopte : $3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

TYPE7

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2, G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 4) = 13.41 \text{ KN/M}^2 \quad (3.40)$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4 + 5.49 = 9.49 \text{ KN/M}^2 \quad (3.41)$$

E.L.U.

$$qu \times 0.65 = 8.72 \text{ (kN/m)}$$

E.L.S.

$$q_{\text{ser}} \times 0.65 = 6.17 \text{ (kN/m)}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. ère condition : Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

- Plancher étage courant :

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2; G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.98, 5) \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

2. ème condition : Le rapport entre deux travées successives :

$$0.8 \leq \frac{4.5}{4.5} \leq 1.25, (\text{Condition Vérifiée})$$

3. ème condition : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V.).

4. ème condition : La fissuration est non préjudiciable (Condition Vérifiée).

Tab. 3.24 : moment sur travée à ELU.

Travée	1	2	3
L (m)	4.5	4.5	4.5
M_0	22.07	22.07	22.07
M_t 1	17.13	13.82	17.13
M_t 2	14.63	-	14.63
M_t 3	-	12.43	-
M_t F	17.13	13.82	17.13

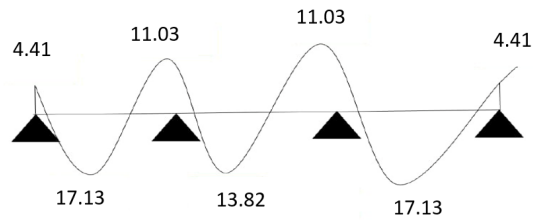


Fig. 3.27 : Daigramme des moments sur travée à L'ELU

Calcul à L'ELS

Tab. 3.25 : moment sur travée à ELS.

Travée	1	2	3
L (m)	4.5	4.5	4.5
M_0	15.61	15.61	15.61
M_t 1	10.92	8.59	10.92
M_t 2	10.35	-	10.35
M_t 3	-	8.79	-
M_t F	10.92	8.79	10.92

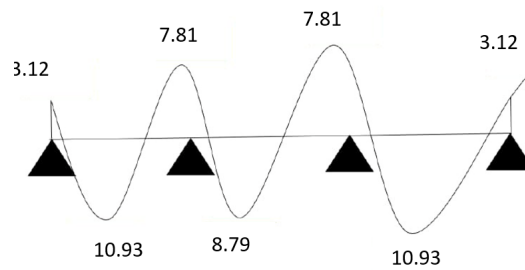


Fig. 3.28 : Daigramme des moment sur travée à L'ELS

effort Tranchant

Tab. 3.26 : Effort Tranchant.

Travée	1	2	3
L (m)	4.50	4.50	4.5
M_t	17.13	13.82	17.13
M_w	4.41	11.03	11.03
M_e	11.03	11.03	4.41
a (m)	2.10	2.25	2.40
b (m)	2.40	2.25	2.10
V_w (-)	20.53	22.09	23.47
V_e (+)	23.47	22.09	20.53

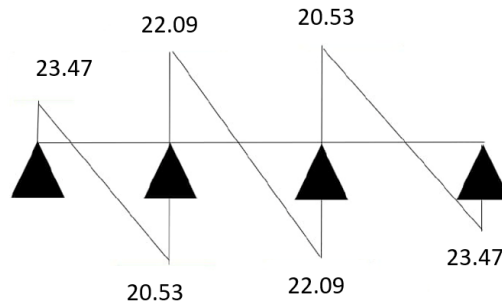


Fig. 3.29 : Daigramme des efforts tranchant à l'ELU

choix du ferrailage :

- On adopte : 2HA12 = 2.26 cm²
- On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

3.6.9 Vérification de la condition de cisaillement

$$\tau_{u,\max} = 23.88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{23.88 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.33 \text{ MPa}$$

Les fissurations sont peu préjudiciables ; on utilise la relation suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \}$$

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

$$\tau_u = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

3.6.10 Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :

$$\tau_{u \max} = \frac{\tau_{u \max} \cdot b_1}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$\text{with } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{0.65-0.1}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{23.88 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \}$$

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

$$\tau_u = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Condition de la flèche :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \geq 0.044 \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \Rightarrow \frac{11.34}{15.61 \times 10} = 0.07 \geq 0.044 \quad (\text{C.N,V})$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \quad (\text{C.V})$$

ELS

centre de gravite

$$b_0 y^2 + 2(b - b_0)h_0 + 30A_s y - [(b - b_0)h_0^2 + 30dA_s] = 0$$

$$y = 0.046 \text{ m}$$

moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0) \times h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times \left[A_s \times \left(d - \frac{y}{2} \right) \right]$$

$$I = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tab. 3.27 : vérifications des contraintes

Section	M_u	M_{ser}	α	δ	$\bar{\alpha}$	$\alpha < \bar{\alpha}$
Appui	16.03	11.34	0.437	1.414	0.457	cv
Travée	13.24	9.37	0.069	1.413	0.457	cv

donc la vérification de la contraintes σ_{bc} inutile Calcul de la flèche : [CBA93. Annexe B]

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement de revêtement doit être effectuée de la façon suivante, on calcule :

- ✓ La flèche instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes;
- ✓ La flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre de revêtement;
- ✓ La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \times \sqrt{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164.2}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
\lambda_i &= \frac{0.05 \times f_{t28}}{2 + 3 \frac{b}{b_0}} \\
&= \frac{0.05 \times 2.1}{2 + 3 \times \frac{10}{65}} \times 0.0188 \\
&= 2.26 \\
\lambda_v &= \frac{2 \times \lambda_i}{5} \\
&= \frac{2 \times 2.26}{5} \\
&= 0.91
\end{aligned}$$

✓ calcule les contraint

Où :

- q_r = charge permanentes avant la mise en place de revêtements
- q_{cr} = charge permanentes avant la mise en place des cloisons des revêtements
- q_p = charge permanentes et d'exploitation

$$\begin{aligned}
q_g &= 0.65 \times G = 0.65 \times 5.49 = 3.59 \text{ KN/m} \\
q_j &= 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m} \\
q_p &= 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.49 + 4) = 6.17 \text{ KN/m}
\end{aligned}$$

✓ les moment

$$\begin{aligned}
M_p &= 0.75 \times \left(\frac{q_p \times l^2}{8} \right) = 0.75 \times \left(\frac{6.17 \times 4.5^2}{8} \right) = 11.71 \text{ KN.m} \\
M_j &= 0.75 \times \left(\frac{q_j \times l^2}{8} \right) = 0.75 \times \left(\frac{1.85 \times 4.5^2}{8} \right) = 3.52 \text{ KN.m} \\
M_g &= 0.75 \times \left(\frac{q_g \times l^2}{8} \right) = 0.75 \times \left(\frac{3.59 \times 4.5^2}{8} \right) = 6.77 \text{ KN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_p &= 15 \times \frac{M_p \times (d - y)}{I} \\
&= 15 \times \frac{11.71 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{1.12 \times 10^{-4}} \\
&= 209.32 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_j &= 15 \times \frac{M_j \times (d - y)}{I} \\
&= 15 \times \frac{3.25 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{1.12 \times 10^{-4}} \\
&= 62.86 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_g &= 15 \times \frac{M_g \times (d - y)}{I} \\
&= 15 \times \frac{6.77 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.046)}{1.12 \times 10^{-4}} \\
&= 121.09 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$u_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p \times f_{t28}}$$

$$= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 209.32 \times 2.1}$$

$$= 0.889$$

$$u_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j \times f_{t28}}$$

$$= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 62.86 \times 2.1}$$

$$= 0.630$$

$$u_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g \times f_{t28}}$$

$$= 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 121.09 \times 2.1}$$

$$= 0.808$$

✓ calcul de l'inertie fictive If Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot AS \left(\left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right) \quad (3.42)$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.20^3}{12} + 15 \cdot (3.39 \times 10^{-4}) \left[\left(\frac{0.20}{2} - 0.18 \right)^2 \right]$$

$$I = 4.66 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{fp}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_p}$$

$$= \frac{1.1 \times 4.66 \times 10^{-4}}{1 + 2.26 \times 0.889}$$

$$= 1.70 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{fj}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_j}$$

$$= \frac{1.1 \times 4.66 \times 10^{-4}}{1 + 2.26 \times 0.630}$$

$$= 2.11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{fg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u_g}$$

$$= \frac{1.1 \times 4.66 \times 10^{-4}}{1 + 2.26 \times 0.808}$$

$$= 1.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{frg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u_g}$$

$$= \frac{1.1 \times 4.66 \times 10^{-4}}{1 + 0.91 \times 0.808}$$

$$= 2.96 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

évaluation des fléchés

$$\begin{aligned}
 f_{pi} &= \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} \\
 &= \frac{11.17 \times 10^{-3} \cdot (4.5)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 1.70 \times 10^{-4}} \\
 &= 0.0043 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ij} &= \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} \\
 &= \frac{3.52 \times 10^{-3} \cdot (4.5)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 2.11 \times 10^{-4}} \\
 &= 0.0010 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ig} &= \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} \\
 &= \frac{6.77 \times 10^{-3} \cdot (4.5)^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 1.81 \times 10^{-4}} \\
 &= 0.0024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{rg} &= \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{frg}} \\
 &= \frac{6.77 \times 10^{-3} \cdot (4.5)^2}{10 \cdot 10721.4 \cdot 2.96 \times 10^{-4}} \\
 &= 0.0043 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_f &= f_{rg} - f_{ij} + f_{ig} - f_{pi} \\
 &= 0.0043 - 0.0010 + 0.0024 - 0.0043 \\
 &= 0.0013 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Si } L < 500 \text{ m, } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500} = \frac{4.50}{500} = 0.009 \text{ m}$$

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

Donc la flèche est vérifiée.

✓ Armatures transversales :

Diamètre des armatures d'âme : [BAEL91. Art.7.2.2]

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, 1, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, 1, \frac{10}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min\{0.57, 1, 1\}$$

$$\Phi_t \leq 0.57 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_8 = 8 \text{ mm}$

$$A_T = 2 \times H \times A_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement : D'après le RPA99/V2003

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$S_t = \frac{A_t}{0.003 \times b}$$

✓ dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min\{5, 12\} = 5 \text{ cm}$$

✓ dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

✓ longueur de la zone nodale d'après le RPA99/V2003 :

$$L = 2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

3.6.11 Ferrailage de la dalle de compression

D'après BAEL, cette dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm armée dans un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Armature perpendiculaire aux nervures :

$$A_p = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

Armature parallèle aux nervures :

$$A_{\text{par}} = \frac{A_p}{2} = \frac{2.51}{4} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ (20 * 20).

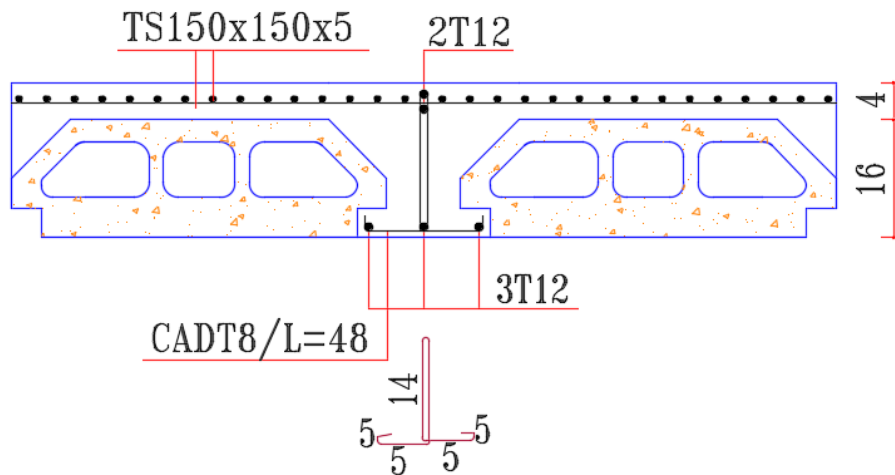


Fig. 3.30 : schéma de ferrailage du plancher à corps creux

3.7 LES DALLES PLEINES

3.7.1 Définition

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis. L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure, nous avons un seul type de dalles pleines.

Nous étudions le cas le plus défavorable où les portées (entre nus d'appuis) étudiées sont :

$$L_x = 4.1 \text{ m et } L_y = 6.45 \text{ m}$$

✓ Nous calculons le rapport ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{6.45} \approx 0,64.$$

✓ Comme :

$$\rho = 0,64 > 0,4$$

et la charge est uniformément répartie, cela signifie que la dalle travaille dans deux sens.

Dans ce cas, le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1 m, et de hauteur h .

3.7.2 Évaluation des charges de la dalle pleine

✓ Charge permanente : $G = 8.79 \text{ kN/m}^2$.

✓ Charges d'exploitation : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$.

Combinaisons des charges

ELU

Charge uniformément répartie :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8.79) + (1,5 \times 5) = 19.37 \text{ kN/m}^2$$

ELS

Charge série :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = (8.79 + 5) = 13.79 \text{ kN/m}^2$$

Calcule le moment isostatique :

$$M_{ox} = u_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{oy} = u_y \times M_x$$

ρ	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,64	0,0812	0,305	0,0861	0,476

$\nu=0$ ELU $\nu=0.2$ ELS

Calcule le moment iso statique :

$$M_{ox} = u_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0812 \times 19.37 \times 4.5^2 = 26.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = u_y \times M_x = 26.43 \times 0.305 = 8.06 \text{ kN.m}$$

$$M_{ox} = u_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0861 \times 19.37 \times 4.5^2 = 28.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = u_y \times M_x = 0.476 \times 28.03 = 13.34 \text{ kN.m}$$

calcule le moment en travée :

$$M_{TX} = 0.75 \times M_{ox} = 19.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 \times M_{oy} = 6.05 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{ox} = 13.22 \text{ kN.m}$$

calcule le moment en travée :

$$M_{TX} = 0.75 \times M_{ox} = 21.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 \times M_{oy} = 10.01 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{ox} = 14.01 \text{ kN.m}$$

3.7.3 Calcul du ferrailage :

$$h = 0.25 \text{ m}, b = 1 \text{ m}, d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 \Rightarrow d = 0.225 \text{ m}, f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tab. 3.28 : calcul du ferrailage

sens	Mu	μ	As'	α	β_u	As(cm ²)	choix	As(adpt)	St
en X-X	19.88	0,028	0	0,035	0,028	2.57	3t12	3.39	20
travée Y-Y	6.05	0,008	0	0,011	0,008	0.78	3T12	3.39	20
sur appuis(X-X / Y-Y)	13.22	0,018	0	0,023	0,019	1.70	3t12	3.39	20

3.8 verification aL'ELS :

verification des contraintes :

Tab. 3.29 : vérification des contraintes

sens	MU	MSER	δ	α	α	$\alpha \leq \alpha_m$
X-X	19.38	21.02	0,94	0.035	0,222	CV
Y-Y	6.05	10.01	0,60	0,011	0,052	CV
X-X	13.22	14.01	0,94	0,023	0,222	CV

Vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

3.9 Espacement des armatures principales[BAEL.Art.A.8.2.42]

✓ En travee :

Sens x-x :

$$s_t = \frac{100}{3} = 33.33$$

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$$

$$\text{Avec } h = 15 \text{ cm, } S_t \leq \min\{45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \implies \text{CV}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Sur appuis :

Sens y-y :

$$s_t = \frac{100}{3} = 33.33$$

$$S_t \leq \min\{4h; 40 \text{ cm}\} \text{ Avec } h = 15 \text{ cm, } S_t \leq \min\{45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm} \implies \text{CV, on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

3.9.1 Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2)

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Travée :

Sens x-x :

$$A_S = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Sens y-y :

$$A_S = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Appuis :

Sens x-x :

$$A_S = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

3.9.2 Vérification de contrainte tangentielle :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

où

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

Pour la direction x-x :

$$T_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{2lx + ly} = 34.96 \text{ kN}$$

$$T_{uy} = \frac{qu \times ly}{3} = 26.47 \text{ kN}$$

Alors,

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \times d} = \frac{34.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.16 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Où

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1.17 \text{ MPa.}$$

3.9.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{6.45} > 0.039 \Rightarrow 0.039 > 0.0625 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{(b \times d)} < \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{3.39}{(100 \times 22.5)} < 0.0015 \Rightarrow 0.0015 < 0.0105 \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{6.45} \geq \frac{1}{10} \times \frac{10.01}{13.34} \Rightarrow 0.038 \geq 0.039 \dots CV$$

3.9.4 ferrailage de dalle pleine

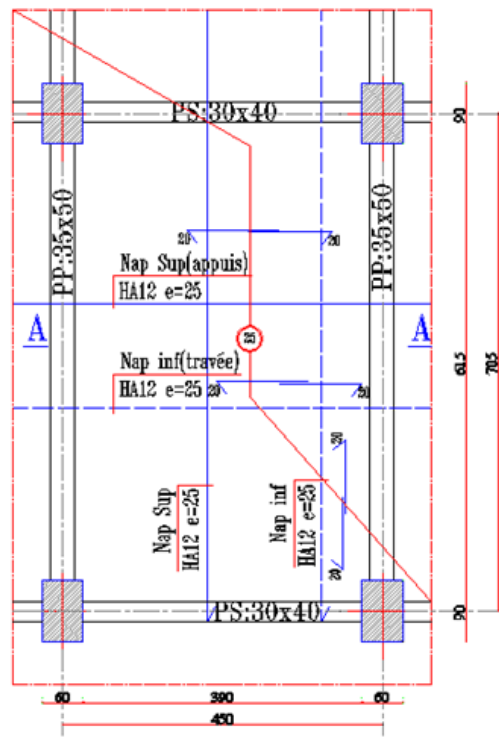


Fig. 3.31 : ferrailage de dalle pleine

3.10 L'ascenseur

3.10.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur. On doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contrepoids, les câbles

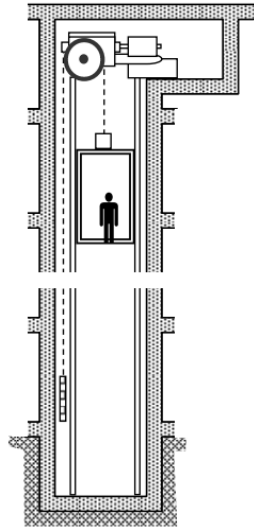


Fig. 3.32 : coupe longitudinale de la cages d'ascenseur

3.10.2 Étude de l'ascenseur

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine sont définies (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc, les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur de la cabine : $L_c = 1.10$ m
- ✓ Profondeur de la cabine : $P_c = 1.15$ m
- ✓ Largeur de la gaine : $L_G = 2.05$ m
- ✓ Profondeur de la gaine : $P_G = 1.65$ m
- ✓ Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20$ m
- ✓ Largeur du passage libre : $L_p = 0.82$ m
- ✓ Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00$ m
- ✓ Épaisseur de voile : $e = 20$ cm
- ✓ Hauteur de course : $C = 46.80$ m

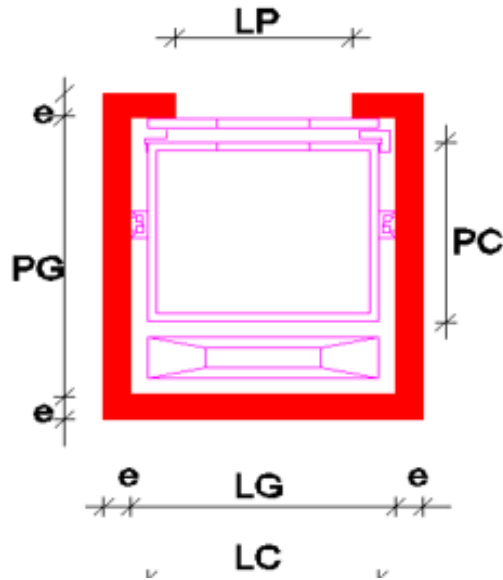


Fig. 3.33 : Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

3.10.3 Descente de charges

La charge d'exploitation

La charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = 630 \text{ daN}$$

La charge permanente

La masse de la cabine est calculée comme suit :

$$S = 1,15 \times 1,1 = 1,26 \text{ m}^2$$

La masse des côtés est calculée comme suit :

$$M_1 = (LC + 2 \times PC) \times HC = 7,48$$

✓ Poids des parois : $M_1 = 11,5 \times 7,48 \times 1,1 = 94,62 \text{ daN}$

✓ Poids du plancher : $M_2 = 110 \times 1,26 = 139,15 \text{ daN}$

✓ Poids du toit : $M_3 = 20 \times 1,26 = 25,2 \text{ daN}$

✓ Poids de l'arcade : $M_4 = 80 \times (120 \times 1,1) = 212 \text{ daN}$

✓ Poids du parachute : $M_5 = 40 \text{ daN}$

✓ Poids des accessoires : $M_6 = 80 \text{ daN}$

✓ Poids des poulies de moulage : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ daN}$

✓ Poids de la porte de cabine : $M = 80 \times (25 \times 1 \times 2) = 130 \text{ daN}$

Le poids mort total est $P_m = 780,97$ daN.

La masse du contrepoids est calculée comme suit :

$$P_q = P_m + \frac{Q}{2} = 780,97 + \frac{630}{2} = 1095,97 \text{ daN}$$

Détermination du poids des câbles M_g :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

$$M = P_m + m_g = 0,515 \text{ daN}$$

$$n = 2$$

$$M_g = 48,20 \text{ daN}$$

$$M = P_m + m_g = 1459,17 \text{ daN}$$

Vérification :

$$C_r = C_{r \text{ cab}} \times m \times n = 8152$$

$$C_r = C_{r \text{ cab}} \times m \times n = 27716,8 \text{ daN}$$

$$C_s = \frac{C_r}{M_g} = 18,99 \quad C_s = 18,99 > 12$$

Où :

$$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ daN}$$

La charge totale permanente G :

$$G = P_m + P_q + P_{\text{tre}} + P_{\text{cab}} = 3125,14 \text{ daN}$$

$$G(\text{Kn}) = 31,25$$

$$Q(\text{Kn}) = 6,3$$

La charge totale ultime q_u :

$$q_u(\text{Kn}) = 51,64$$

La charge totale de service q_{ser} :

$$q_{\text{ser}}(\text{Kn}) = 37,55$$

Vérification de poinçonnement :

$$q_{a \text{ admissible}} = \frac{q_u}{4} = 12,91$$

$$q_{\text{ser } a} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} = 9,39$$

Si $q_a \leq 0,045 \times u_c \times h_t \times f_{c28}/\gamma_b$ et la surface impactée ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$:

$$a = 10$$

$$b = 10$$

$$f_{c28} = 25$$

$$U = a + h_t + k \times h_r = 36 \text{ cm}$$

$$V = b + h_t + k \times h_r = 36 \text{ cm}$$

$$u_c = 2 \times (U + V) = 144$$

$$q'_u = 216 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow q_u = 12,91 \text{ Kn} \leq q'_u = 216 \text{ Kn} \dots \text{ CV}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

$$k = 2$$

$$h_t = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

$$h_r = 3 \text{ fe}$$

$$\gamma_b = 1,5 \times 400$$

Pour l'ELU (État Limite Ultime) et l'ELS (État Limite de Service) :

$$M_x = P_a \times M1 \quad M_x = P_a \times (M1 + 0,2 \times M2)$$

$$M_y = P_a \times M2 \quad M_y = P_a \times (M2 + 0,2 \times M1)$$

Calcul des sollicitations :

$$M_x = P_a \times (M1 + \nu \times M2)$$

$$M_y = P_a \times (M2 + \nu \times M2)$$

La charge au mètre carré sera :

$$Q_u = \frac{q_u}{s} = 99,61 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{s} = 72,44 \text{ Kn/m}^2$$

Rectangle 1 :

$$U_1 = 1,15$$

$$V_1 = 1,1$$

Rectangle 2 :

$$U_2 = 1,15$$

$$V_2 = 0,38$$

Rectangle 3 :

$$U_3 = 0,43$$

$$V_3 = 1,1$$

Rectangle 4 :

$$U_4 = 0,43$$

$$V_4 = 0,38$$

$$L_x = 2,05$$

$$L_y = 1,65$$

$$\nu = 0,2$$

Tab. 3.30 : tableau récapitulatif des résultats

Rectangle	1	2	3	4
S (m ²)	1,27	0,44	0,47	0,16
U/Lx	0,6	0,6	0,2	0,2
V/Ly	0,7	0,2	0,7	0,2
$M1$	0,084	0,108	0,123	0,184
$M2$	0,052	0,103	0,064	0,139
Pau	126,01	43,53	47,12	16,28
$Pser$	91,63	31,66	34,26	11,84
Mux	6,55	4,48	3,02	2,26
Muy	10,58	4,70	5,80	2,99
$Msery$	1,04	0,76	0,56	0,51
$Mserx$	1,59	0,79	0,91	0,57
MXU (kN.m)	1,32	-	-	-
MYU (kN.m)	3,08	-	-	-
$MSEX$ (kN.m)	0,47	-	-	-
$Msery$ (kN.m)	0,23	-	-	-

3.10.4 Descente de charge

- Dalle machine (e=20cm) :

$$G = 0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

- Poids de revêtement :

$$G = 0,8$$

-

$$G = 5 \text{ kN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, donc la surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation :

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

Combinaison fondamentale :

- ELU :

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,33 \text{ kN/m}^2$$

- ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = G + Q = 6,8 \text{ kN/m}^2$$

Pour un bonde de 1 m de largeur :

-

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 \text{ m} = 9,33 \text{ kN/ml}$$

-

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 \text{ m} = 6,8 \text{ kN/ml}$$

3.10.5 Calcul des sollicitations :

- ELU :

- Dans le sens de la petite portée :

$$M_{ux} = \mu_x \times \bar{q}_u \times L_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux}$$

- ELS :

- Dans le sens de la petite portée :

$$M_{serx} = \mu_x \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$M_{sery} = \mu_y \times M_{serx}$$

Calcul des moments aux charges réparties

ELU :

$$\nu = 0$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,80 \rightarrow$$

$$\mu_x = 0,0565 \quad M_{ux} = 2,22$$

$$\mu_y = 0,595 \quad M_{uy} = 1,32$$

ELS :

$$\nu = 0,2$$

$$\mu_x = 0,0632 \quad M_{serx} = 1,81$$

$$\mu_y = 0,71 \quad M_{sery} = 1,28$$

Moments totaux sollicitant la dalle machine : ELU :

$$M_{xt} = M_{UX} + M_{ux} = 3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_{UY} + M_{uy} = 4,40 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{xser} = M_{SERX} + M_{serx} = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser} = M_{SERY} + M_{sery} = 1,51 \text{ KN.m}$$

Moment maximal en travée : $M_t = 0,75 \times M_{Xt}$

Moment maximal sur appuis : $M_a = 0,5 \times M_{Xt}$

Tab. 3.31 : calcul des moment

	ELU	ELU	ELS	ELS
Moment	Mxt	Myt	Mxser	Myser
En travée	2,65	3,30	1,71	1,13
Sur appuis	1,77	2,20	1,14	0,76

3.10.6 Calcul du Ferrailage de la Dalle Pleine - ELU

Sens X-X
En Travée

Tab. 3.32 : calcul de ferrailage en travée

b (m)	d (m)	f_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	μ	α	β	A_s (cm ²)
1	0,18	14,17	348	0,0058	0,0072	0,00579	0,42

$A_{s_{min}}$	A_t	Choix	$A_{s_{adp}}$	S_t
1,6	1,60	4T10	3,14	25

sur appuis :

Tab. 3.33 : calcul de ferrailage sur appuis

μ	α	β	A_s	$A_{s_{min}}$	$A_t = \max(A_s; A_{s_{min}})$	Choix	$A_{s_{adp}}$	S_t
0,0038	0,0048	0,00385	0,28	1,6	1,60	4T10	3,14	25

sens Y-Y :
en travée

Tab. 3.34 : calcul de ferrailage en travée

μ	α	β	A_s	$A_{s_{min}}$	$A_t = \max(A_s; A_{s_{min}})$	Choix	$A_{s_{adp}}$	S_t
0,0072	0,0090	0,0072	0,53	1,6	1,60	4T10	3,14	25

sur appuis :

Tab. 3.35 : calcul de ferrailage sur appuis

μ	α	β	A_s	$A_{s_{min}}$	$A_t = \max(A_s; A_{s_{min}})$	Choix	$A_{s_{adp}}$	S_t
0,0048	0,0060	0,00481	0,35	1,6	1,60	4T10	3,14	25

3.10.7 Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes :

- ✓ La fissuration peu préjudiciable : CV
- ✓ La sollicitation appliquée est à la flexion : CV
- ✓ Les sections utilisées sont des Fe400MPa : CV

Donc il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}_t = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Tab. 3.36 : vérification des contraintes

Sections	Sens	M_u	M_{ser}	α	δ	α'	$\alpha \leq \alpha'$
Travée	X-X	2,65	1,71	0,0072	1,550	0,525	CV
Travée	Y-Y	3,30	1,13	0,0090	2,913	1,207	CV
Appuis	X-X	1,77	1,14	0,0048	1,550	0,525	CV
Appuis	Y-Y	2,20	0,76	0,0060	2,913	1,207	CV

Donc la vérification de la contrainte σ_{bc} est inutile.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}$$

$$0,098 \geq 0,047 \quad \text{CV}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$0,0017 \leq 0,005 \quad \text{CV}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.10.8 ferrailage de l'ascenseur

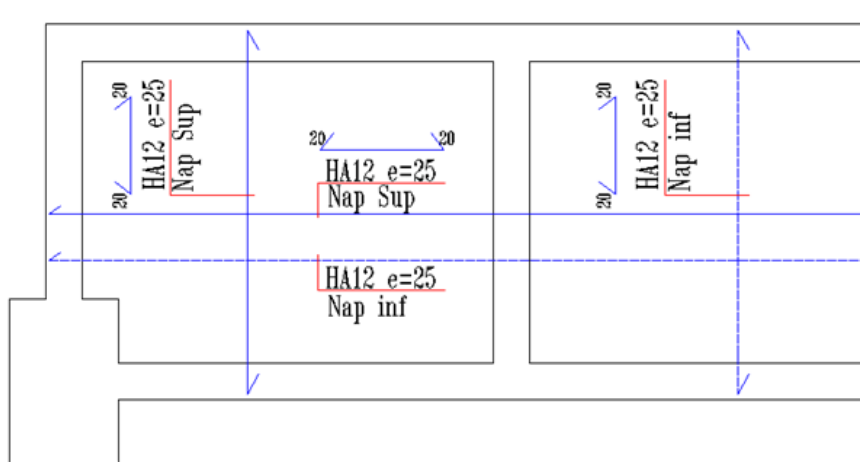


Fig. 3.34 : ferrailage de la dalle machine

Chapitre 4

Calcul sismique

4.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

4.1.1 Objectifs de l'Étude Dynamique

Les objectifs de l'étude dynamique des structures parasismiques sont multiples et visent principalement à :

Évaluer la réponse structurale d'un bâtiment ou d'une structure soumis à des secousses sismiques.

Identifier les modes de vibration dominants et les fréquences propres de la structure.

Déterminer les déformations et les contraintes induites par les charges sismiques.

Vérifier la capacité de la structure à résister aux séismes en fonction des normes et des réglementations en vigueur.

Proposer des mesures d'amélioration ou de renforcement de la structure pour garantir sa sécurité parasismique.

Ces objectifs contribuent à concevoir des structures capables de résister efficacement aux secousses sismiques et à réduire les risques pour la vie humaine et les biens matériels lors d'un séisme.

4.1.2 La Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à avoir : la masse, la rigidité, l'amortissement et la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation par éléments finis. Elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds. À l'aide de fonctions d'interpolation, on balaye l'élément puis la structure.

4.2.3 Classification des Ouvrages selon leur Importance [A3.2 RPA99/203]

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Les listes décrites ci-dessous sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- ✓ 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 hôtel dont la hauteur dépasse 48M(h=50m) donc le hôtel est classé en groupe 1B

4.2.4 Classification des Sites [A3.3 RPA99/2003]

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

4.2.5 Catégories et Critères de Classification

Les catégories de classification des sites sont les suivantes :

- ✓ Catégorie S1 (site rocheux)
- ✓ Catégorie S2 (site ferme)
- ✓ Catégorie S3 (site meuble)
- ✓ Catégorie S4 (site très meuble)

selon RPA

le tableau 3.2 : classification des site l'ouvrage est implanté dans un site meuble s3

le tableau 4.7 : valeur de T1et T2 T1=0.15 ; T2=0.50

4.2.6 Classification des Systèmes de Contreventement [A3.4 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 (voir tableau 4.3).

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 contre ventée par système Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Le 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 unique- ment par les voiles. donc : $R=3.5$

4.2.7 Classification des Ouvrages selon leur Configuration [A3.5 RPA99/2003]

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

4.2.7.1 Régularité en plan [A3.5.1.a RPA99/2003]

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

- 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 X est le sens Y
- a2. À 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
sens X-X :

Tab. 4.1 : distance entre le centre des masse et des rigidité sens X-X

Story	XCM (m)	XCR (m)	EX	EX vérifier (m)
E12	15,54	14,21	-1,33	-2,23
E11	15,91	14,27	-1,64	-1,82
E10	15,91	14,40	-1,51	-1,99
E9	15,92	14,50	-1,41	-2,14
E8	15,91	14,62	-1,28	-2,38
E7	15,91	14,74	-1,17	-2,64
E6	15,91	14,85	-1,06	-2,94
E5	15,91	14,95	-0,95	-3,28
E4	15,91	15,05	-0,86	-3,65
E3	15,91	15,13	-0,78	-4,05
E2	15,91	15,20	-0,71	-4,20
E1	15,90	15,26	-0,63	-4,73
RDC	15,54	15,32	-0,22	-1,36
SOUS SOL	15,22	15,36	0,14	2,11

sens Y-Y

Tab. 4.2 : distance entre le centre des masse et des rigidité sens Y-Y

Story	YCM (m)	YCR (m)	EY	EY (%)
E12	9,71	8,90	0,81	2,54
E11	9,35	7,90	1,45	4,57
E10	9,35	6,96	2,40	7,54
E9	9,34	6,37	2,97	9,34
E8	9,27	6,06	3,21	10,09
E7	9,27	5,94	3,33	10,47
E6	9,27	5,94	3,33	10,47
E5	9,27	6,01	3,26	10,25
E4	9,27	6,12	3,15	9,91
E3	9,26	6,24	3,02	9,50
E2	9,26	6,37	2,89	9,09
E1	9,28	6,49	2,80	8,79
RDC	9,53	6,58	2,95	9,28
SOUS SOL	9,05	6,64	2,41	7,58

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25

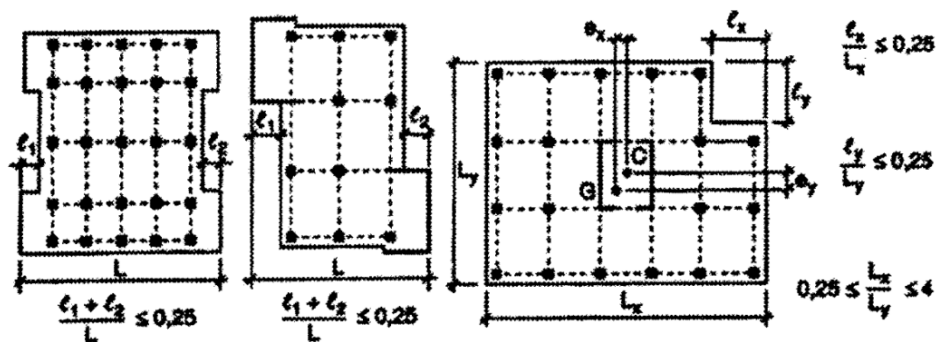


Fig. 4.2 : limites des décrochements en plan

ce critère est satisfait dans les deux direction

a4. 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

ce critère est satisfait dans les deux direction Ces critères de régularité en plan sont essentiels pour déterminer la capacité d'un bâtiment à résister aux charges sismiques et à assurer sa stabilité structurelle en cas de séisme. Tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés, donc la structure est classé régulier en plan.

4.2.7.2 Régularité en Élévation[A3.5.1 RPA99/2003]

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

- 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. ce critère est satisfait
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul. La variation de la masse et la rigidité d'un étage à un autre sont négligeables.
- b4. 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. Pas de décrochement en élévation dans les deux directions.

Ces critères sont essentiels pour évaluer la régularité en élévation d'un bâtiment, ce qui influence son comportement structurel lors d'un séisme. Tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés, donc la structure est classé régulier en élévation.

Présentation du logiciel ETABS

ETABS permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques, avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les courbes enveloppées et les modes propres de vibration.

4.2.8 Les caractéristiques géométriques de la structure

4.2.8.1 Le centre de gravité

Tab. 4.3 : Centre de masse par étage

Étage	XCM (m)	YCM (m)
E12	15,54	9,71
E11	15,91	9,35
E10	15,91	9,35
E9	15,92	9,34
E8	15,91	9,27
E7	15,91	9,27
E6	15,91	9,27
E5	15,91	9,27
E4	15,91	9,27
E3	15,91	9,26
E2	15,91	9,26
E1	15,90	9,28
RDC	15,54	9,53
Sous-sol	15,22	9,05

4.2.8.2 Centre de torsion

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux. Tout effort normal exercé en ce point n'engendrera aucune rotation.

Tab. 4.4 : Centre de torsion par étage

Étage	XCT (m)	YCT (m)
E12	14,21	8,90
E11	14,27	7,90
E10	14,40	6,96
E9	14,50	6,37
E8	14,62	6,06
E7	14,74	5,94
E6	14,85	5,94
E5	14,95	6,01
E4	15,05	6,12
E3	15,13	6,24
E2	15,20	6,37
E1	15,26	6,49
RDC	15,32	6,58
Sous-sol	15,36	6,64

Tab. 4.5 : Excentricité théorique

Étage	ETX (m)	ETY (m)
E12	-1,33	0,81
E11	-1,64	1,45
E10	-1,51	2,40
E9	-1,41	2,97
E8	-1,28	3,21
E7	-1,17	3,33
E6	-1,06	3,33
E5	-0,95	3,26
E4	-0,86	3,15
E3	-0,78	3,02
E2	-0,71	2,89
E1	-0,63	2,80
RDC	-0,22	2,95
Sous-sol	0,14	2,41

4.2.9 Excentricité accidentelle (RPA99/Version2003 Art 4.2.7)

La réglementation parasismique Algérienne, telle que spécifiée dans la version 2003 de la Règlementation Parasismique Algérienne (RPA99), impose de considérer une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du niveau considéré.

Cette exigence vise à tenir compte des variations possibles dans la répartition des charges et des efforts sismiques sur la structure, garantissant ainsi une conception plus robuste et résiliente aux effets des séismes.

Tab. 4.6 : Excentricité accidentelle

Étage	EAX (m)	EAY (m)
E12	1,59	1,05
E11	1,59	1,05
E10	1,59	1,05
E9	1,59	1,05
E8	1,59	1,05
E7	1,59	1,05
E6	1,59	1,05
E5	1,59	1,05
E4	1,59	1,05
E3	1,59	1,05
E2	1,59	1,05
E1	1,59	1,05
RDC	1,59	1,05
Sous-sol	1,59	1,05

4.2.10 Excentricité retenue

Pour prendre en compte le fait que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, il est nécessaire de considérer deux valeurs d'excentricité, une dans chaque direction.

Ainsi, l'excentricité retenue sera la somme de l'excentricité théorique et de l'excentricité accidentelle dans chaque direction.

Tab. 4.7 : Excentricité combinée par étage

Étage	$e_x = e_{tx} + e_{ax} $ (m)	$e_x = e_{tx} - e_{ax} $ (m)	$e_y = e_{ty} + e_{ay} $ (m)	$e_y = e_{ty} - e_{ay} $ (m)
E12	0,26	2,92	1,86	0,24
E11	0,05	3,23	2,50	0,40
E10	0,08	3,10	3,44	1,35
E9	0,18	3,00	4,02	1,92
E8	0,31	2,87	4,26	2,16
E7	0,42	2,76	4,38	2,28
E6	0,53	2,65	4,38	2,28
E5	0,64	2,54	4,31	2,21
E4	0,73	2,45	4,20	2,10
E3	0,81	2,37	4,07	1,97
E2	0,88	2,30	3,94	1,84
E1	0,96	2,22	3,84	1,75
RDC	1,37	1,81	4,00	1,91
Sous-sol	1,73	1,45	3,46	1,36

Tab. 4.8 : Excentricité à retenir

e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
0,26	1,86
0,05	2,50
0,08	3,44
0,18	4,02
0,31	4,26
0,42	4,38
0,53	4,38
0,64	4,31
0,73	4,20
0,81	4,07
0,88	3,94
0,96	3,84
1,37	4,00
1,73	3,46

4.2.11 Test de convergence :

Lors d'un calcul par éléments finis, il est crucial de rendre les résultats indépendants du maillage. C'est pourquoi nous procédons à un test de convergence en raffinant successivement la discrétisation jusqu'à ce que les résultats obtenus ne changent que très peu de manière significative. Pour chaque densité de maillage, les déplacements relevés sont présentés dans le tableau suivant :

Tab. 4.9 : Résultats du test de convergence

Test	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
Maillage	2	1,8	1,6	1,4	1,2
U _x (mm)	31.131	31.131	31.323	31.331	31.327
U _y (mm)	35.586	35.586	35.769	35.753	35.744

4.2.12 Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

Introduction de la géométrie du modèle (trame, hauteur d'étage).

Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).

Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).

Définition du séisme.

Introduction des combinaisons d'actions.

Affectation des masses sismiques.

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

4.3 règle de calcul [RPA99/2003 CH4]

4.3.1 Méthode utilisables [A.4.1.1 RPA99/2003]

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1.1 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 :

a) Le bâtiment ou bloc étudié doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones 1 et Ia et à 30m en zones Ib et III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone 1 :

- Tous groupes

Zone Ia :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Zones Ib et III :

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

la méthode statique équivalente n'est pas applicable

4.3.1.2 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.

4.3.2 Méthode Statique Équivalente [A.4.2 RPA99/2003]

4.3.2.1 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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 projeteur. 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 inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur 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

4.3.3 Calcul de la force sismique totale à la base (RPA99/V2003 Art 4.2.3)

L'effort sismique équivalent V appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R \times W} \quad (4.1)$$

4.3.3.0.1 Coefficients utilisés dans le calcul :

A : Coefficient d'accélération de la zone. Pour le projet situé à Skikda, avec une classification en Zone IIa (Article 3.1 RPA) et un groupe d'importance 1B (Article 3.2 RPA), $A = 0.2$.

R : Coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le tableau 4-3 du RPA 99 en fonction du système de contreventement. Pour cette structure, $R = 3.5$.

Q : Facteur de qualité, dépendant de la redondance, de la géométrie des éléments, de la régularité en plan et en élévation, ainsi que de la qualité du contrôle de la construction. Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad (4.2)$$

4.3.3.1 Coefficient d'accélération de zone A (Tableau 4.1 RPA99/2003)

Suivant le tableau 4.1 du RPA99/2003, on a :

Le groupe d'usage 1B, ayant une grande importance. \Rightarrow 1b

Zone sismique :

Implanté à Sidi Bouzaaroura, dans la commune de Filfila, wilaya de Skikda, la zone sismique est classée comme Zone IIa.

Donc, selon les spécifications, $A = 0.2$.

4.3.4 Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)

La valeur de ξ est donnée par :

On a le contreventement mixte voiles-portiques, donc : $\xi = 10$.

4.3.5 Facteur de correction d'amortissement (Formule 4.3 RPA99/2003)

Pour calculer le facteur η , nous utilisons la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (4.3)$$

En substituant la valeur de $\xi = 10$, nous avons :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = \sqrt{\frac{7}{12}} = 0.764$$

Comme $\eta \geq 0.7$, nous prenons $\eta = 0.764$.

4.3.6 Périodes caractéristiques associées au site (Tableau 4.7 RPA99/2003)

Selon le tableau 4.7 du RPA99/2003, le site est de type meuble S2. Par conséquent :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

4.3.7 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.

Formule 1 :

$$T = C_T \cdot \frac{h_N}{3N} \quad (4.4)$$

où :

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

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, et donné par le tableau (4.6).

Le hôtel concerné par cette étude est contreventé par un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie. Ainsi, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 50.4^{3/4} = 0.946 \text{ s}$$

Formule 2

Pour la Formule 2, où

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (4.5)$$

et le sens est XX :

Avec $D_x = 31.08 \text{ m}$

étant la dimension projetée du hôtel selon le sens x , la période fondamentale T_x est calculée comme suit :

$$T_x = \frac{0.09 \times 50.04}{\sqrt{31.08}} = 0.804 \text{ s}$$

Pour le sens YY :

Avec $D_y = 20.95 \text{ m}$

étant la dimension projetée du hôtel selon le sens y , la période fondamentale T_y est calculée comme suit :

$$T_y = \frac{0.09 \times 50.04}{\sqrt{20.95}} = 0.991 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T, T_x) = 0.804 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T, T_y) = 0.946 \text{ s}$$

Tab. 4.10 : Tempriueand Theoretical Values of T_x and T_y

	T(empirique)
T_x	0,804
T_y	0.991

$$T_{\text{analytical}} = 1.78$$

$$T_{\text{analy}} \rightarrow \text{Temp} \rightarrow T = 1,3\text{Temp}$$

4.3.7.1 Le facteur d'amplification dynamique D est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

sens \Rightarrow x-x :

$$0 \leq T_x = 0,804s \leq T_2 = 0,50s.$$

Pour

$$0 \leq T_x \leq T_2,$$

on a

$$D_x = 2.5 \times 0.764 = 1.91.$$

sens \Rightarrow y-y :

$$0 \leq T_x = 1.230s \leq T_2 = 0,50s$$

Pour

$$T_2 \leq T_y \leq 3,$$

on a

$$D_y = 2.5 \times 0.764 = 1.91.$$

4.3.7.2 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

Tab. 4.11 : Vérification de la période fondamentale

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 \cdot T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1,3 \cdot T_{\text{empirique}}$	$T = 1,3 \cdot T_{\text{empirique}}$

les résultats obtenus est affiche dans le tableau suivant :

Tab. 4.12 : La période fondamentale

	Tanalytique	1,3*Temprique	Période choisie
Sens x-x	0,802	1,046	0,802
Sens y-y	0,947	1,230	0,947

4.3.7.3 Coefficient de comportement R (tableau 4.3 RPA99/2003)

On a déjà vu précédemment. Donc le système est (2) (page 28 RPA99/2003) et suivant le tableau (4.3 RPA99/2003) :

$$R = 3.5$$

4.4 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 :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad (4.6)$$

p_q est La pénalité à retenir dépend de la satisfaction ou non du critère de qualité q' .

Les critères de qualité q à vérifier sont les suivants :

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.

Supposons que le hôtel ait des files de portiques qui ont sept (07) travées (8 files).

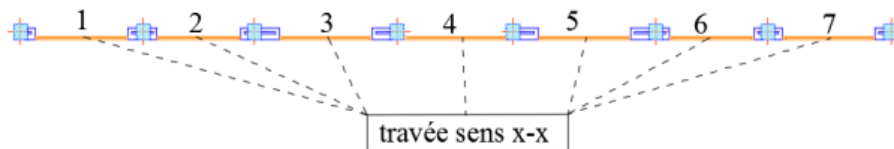


Fig. 4.3 : Condition minimales sur les files de contreventement sens x-x

$$\frac{\text{Portée max}}{\text{Portée min}} \leq 1.50 \quad \text{et} \quad \frac{4.5}{4.1} = 1.09 \leq 1.5 \quad (4.7)$$

Donc ce critère est observé

- 2-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.

$$\frac{V \text{ leurs max espacement}}{V \text{ leurs min espacement}} \leq 1.50 \quad \text{et} \quad \frac{4.5}{4.1} = 1.09 \leq 1.5 \quad (4.8)$$

Donc ce critère est observé

- 3-Régularité en plan :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé régulier en plan. Donc ce critère est observé

- 4-Régularité en élévation :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé irrégulier en plan.

Donc ce critère est observé

5-Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. Ce critère n'est pas observé.

6-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 n'est pas observé.

Valeurs des pénalités P_q

Tableau 4.4 RPA99/2003 dans le sens y-y

Tab. 4.13 : Valeurs des pénalité

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	/	0.10
Total	0	0.25

Donc :

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1.25$$

Sens y-y :

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.

$$\frac{\text{Portée max}}{\text{Portée min}} \leq 1.50 \quad \text{et} \quad \frac{7.05}{5} = 1.4 \leq 1.5 \quad (4.9)$$

Donc ce critère est observé

2-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.

$$\frac{\text{Valeurs max espacement}}{\text{Valeurs min espacement}} \leq 1.50 \quad \text{et} \quad \frac{7.05}{5} = 1.4 \leq 1.5 \quad (4.10)$$

Donc ce critère est observé

Régularité en plan :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé régulier en plan. Donc ce critère est observé

3-Régularité en élévation :

On a déjà vu précédemment, et notre bâtiment est classé irrégulier en plan.
Donc ce critère est observé

4-Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. Ce critère n'est pas observé.

5-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 n'est pas observé.

Valeurs des pénalités P_q

Tableau 4.4 RPA99/2003 dans le sens y-y :

Tab. 4.14 : Valeurs des pénalité

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	/	0.10
Total	0	0.25

Donc :

$$Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$$

Le poids total de la structure (page 30 RPA99/2003) :

est donné par l'équation suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (4.11)$$

où :

W : est le poids total de la structure,

W_i : est le poids calculé à chaque niveau i , défini par l'équation (4.5) du RPA99/2003 :

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \quad (4.12)$$

β : est le coefficient de pondération, dépendant de la nature et de la charge d'exploitation. Pour les étages à usage d'habitation, $\beta = 0.2$ (voir Tableau 4.5 du RPA99/2003).

W_{G_i} : est le poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Q_i} : sont les charges d'exploitation.

Le poids total de la structure pour ce projet a été calculé à l'aide du logiciel ETABS. La valeur obtenue est à insérer ici.

Le poids total de la structure pour ce projet, calculé à l'aide du logiciel ETABS, est de $W_{\text{total}} = 104411,292 \text{ KN}$. La force sismique totale à la base de la structure est donnée par :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q \times W}{R} \quad (4.13)$$

où :

- ✓ A est un coefficient d'accélération sismique,
- ✓ $D_{x,y}$ est un coefficient dépendant de la direction du mouvement sismique,
- ✓ Q est la masse totale de la structure,
- ✓ R est un coefficient de comportement sismique,
- ✓ W est le poids total de la structure.

En substituant les valeurs, nous obtenons :

sens x-x :

$$V_{stx} = \frac{(0.2 \times 1.366 \times 1.25 \times 104411.292)}{(3.5)} = 10190.085 \text{ KN}$$

sens y-y :

$$V_{sty} = \frac{(0.2 \times 1.187 \times 1.25 \times 104411.292)}{3.5} = 8853.148 \text{ KN}$$

4.5 Méthode d'analyse modale spectrale (A.4.3 RPA99/2003)

4.5.1 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.

4.5.2 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).

4.5.2.1 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 nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments « Shell » à quatre nœuds.

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.

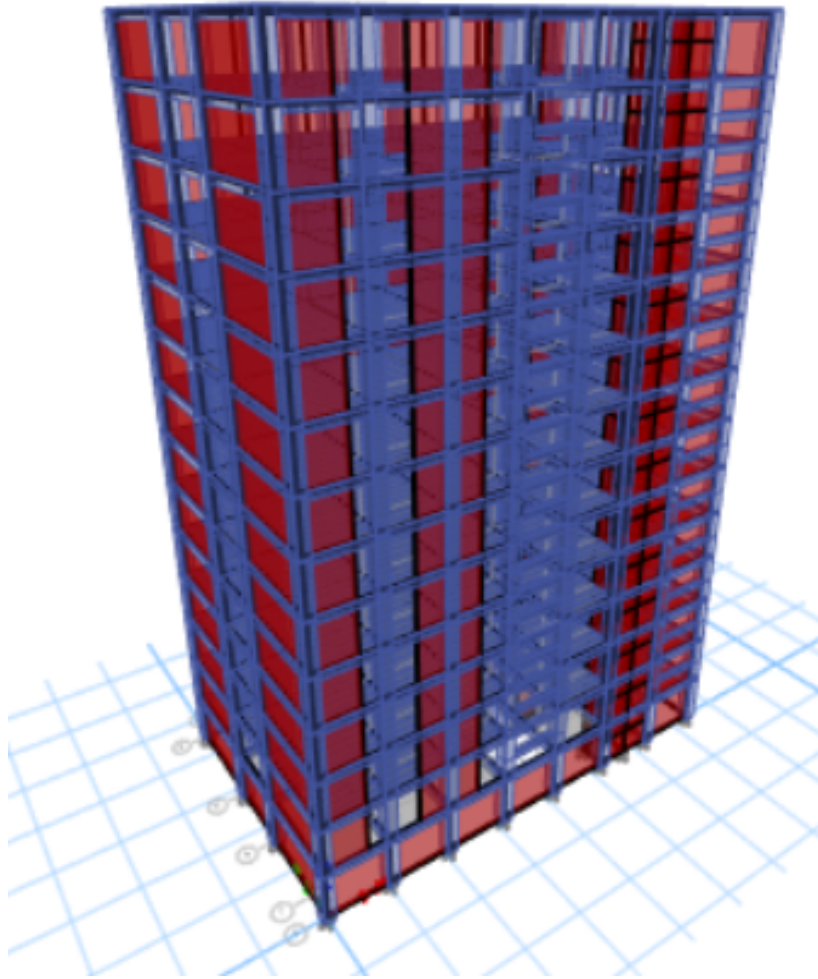


Fig. 4.4 : modélisation de la structure

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 choisit. 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 :

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 nœuds et pour donner la direction des charges.

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.

4.6 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière, la méthode dynamique s'impose.

4.6.1 Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

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

où :

A : coefficient d'accélération de zone,

T est la période de la structure,

T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.,

η Facteur de correction d'amortissement

Q Facteur de qualité.,

R coefficient de comportement de la structure.

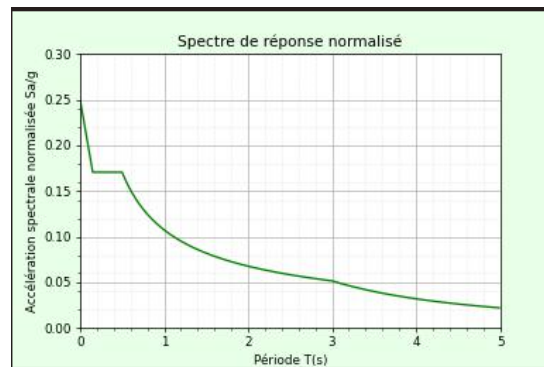


Fig. 4.5 : spectre de réponse sens X

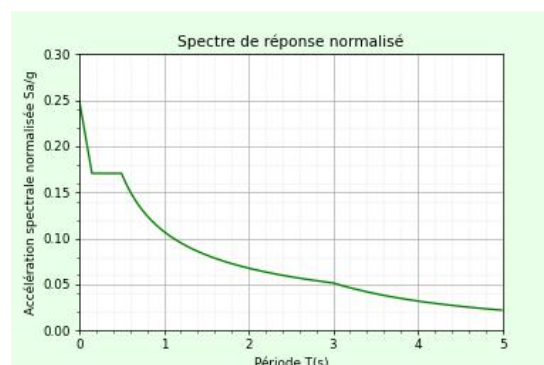


Fig. 4.6 : spectre de réponse sens Y

4.6.2 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Après plusieurs essais sur l'emplacement des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous



Fig. 4.7 : Comportement du 1er mode : Translation

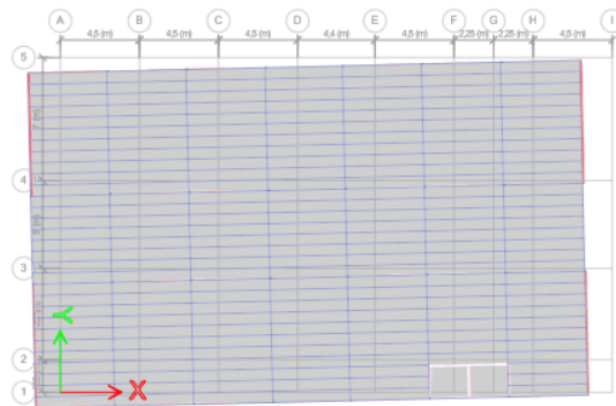


Fig. 4.8 : Comportement du 2ème mode : Translation

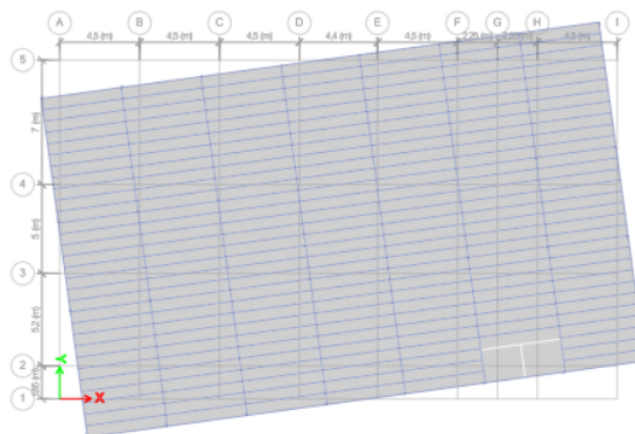


Fig. 4.9 : comportement du 3ème mode : rotation

4.7 disposition des voiles :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structural. le choix de la disposition des voiles doit satisfaire certain nombre de condition :

satisfaire les conditions d'architecture.

le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

la position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

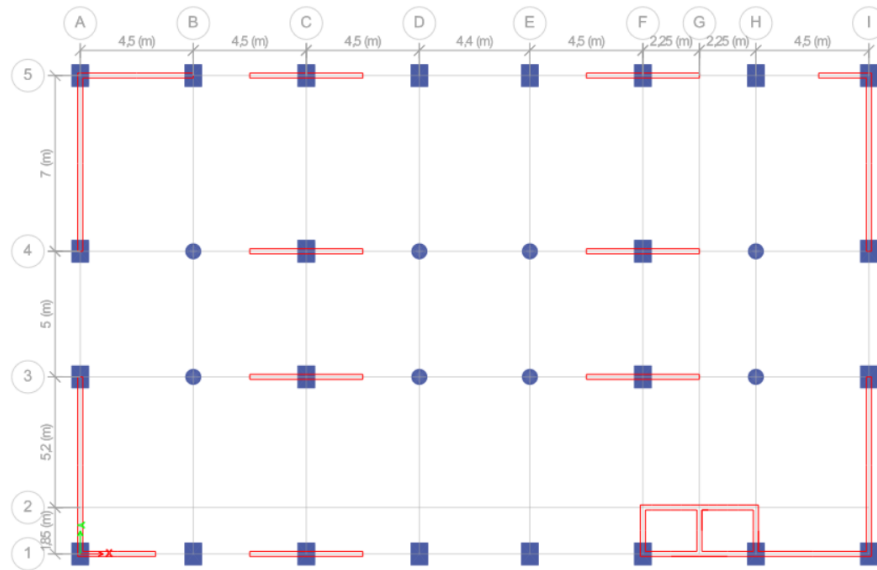


Fig. 4.10 : disposition des voiles

4.8 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 :

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

où :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

4.8.1 Vérifications spécifiques (A.7.4.3 RPA99/2003)

4.8.1.1 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 :

$$\nu = \frac{Nd}{B_c} \times f_{c28}$$

Avec :

Nd : 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.

Après plusieurs modèles ont été étudiés, en changeant les dimensions des poteaux dans les différents niveaux, afin de satisfaire les exigences du RPA99/2003, dont le tableau ci-dessous reprend le cas ayant les dimensions des poteaux ont permis de satisfaire ces exigences.

Poteaux rectangulaire

Tab. 4.15 : Vérification d'effort normal réduit

Niveaux	a (cm)	b (cm)	B (cm)	f_{c28} (MPa)	Nd (kN)	ν	$\nu \leq 0.3$
SOUS SOL	60	90	5400	25	2133.87	0.16	vérifiée
RDC	60	90	5400	25	2431.61	0.18	vérifiée
E1	60	90	5400	25	2194.59	0.16	vérifiée
E2	55	85	4675	25	1954.17	0.17	vérifiée
E3	55	85	4675	25	1722.89	0.15	vérifiée
E4	55	85	4675	25	1518.37	0.13	vérifiée
E5	50	80	4000	25	1314.91	0,13	vérifiée
E6	50	80	4000	25	1123.80	0,11	vérifiée
E7	50	80	4000	25	938.03	0,09	vérifiée
E8	50	80	4000	25	757.28	0,06	vérifiée
E9	45	75	3375	25	581.002	0,04	vérifiée
E10	45	75	3375	25	417.25	0,05	vérifiée
E11	45	75	3375	25	259.59	0,02	vérifiée
E12	45	75	3375	25	105.25	0,01	vérifiée

Poteaux circulaire

Tab. 4.16 : Vérification d'effort normal réduit

Niveaux	D (cm)	B (cm ²)	f_{c28} (MPa)	Nd (kN)	ν	$\nu \leq 0.30$
SOUS SOL	90	6358,5	25	4165.08	0,26	Vérifiée
RDC	90	6358,5	25	3731.82	0,23	Vérifiée
E1	90	6358,5	25	3350.16	0,21	Vérifiée
E2	80	5024	25	2953.25	0.24	Vérifiée
E3	80	5024	25	2567.42	0,20	Vérifiée
E4	80	5024	25	2249.25	0,18	Vérifiée
E5	80	5024	25	1935.47	0,15	Vérifiée
E6	70	3846,5	25	1645.72	0,17	Vérifiée
E7	70	3846,5	25	1369.15	0,14	Vérifiée
E8	70	3846,5	25	1105.24	0,11	Vérifiée
E9	70	3846,5	25	853.52	0,09	Vérifiée
E10	60	2826	25	626.74	0,09	Vérifiée
E11	60	2826	25	413.81	0,06	Vérifiée
E12	60	2826	25	221.24	0,03	Vérifiée

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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (4.14)$$

Tab. 4.17 : Caractéristiques des poteaux

Poteau (m ²)	V (kN)	b (m)	d (m)	τ_{bu}
60×90	88,198	0,6	0,54	0,27
90	42,259	0,9	0,81	0,06
80	65,952	0,8	0,72	0,11
70	75,619	0,7	0,63	0,17
60	71,411	0,6	0,54	0,22
55×85	91,62	0,55	0,495	0,34
50×80	93,8	0,5	0,45	0,42
45×75	92,42	0,45	0,405	0,51

Tab. 4.18 : Caractéristiques des poteaux

Poteau (m ²)	L _f	a (m)	λ _g	ρ _d	τ _{bu}	τ _{bu}	τ _{bu} ≤ τ _{bu}
90	2,52	0,9	2,8	0,075	1,875	0,06	CV
80	2,52	0,8	3,15	0,075	1,875	0,11	CV
70	2,52	0,7	3,6	0,075	1,875	0,17	CV
60	2,52	0,6	4,2	0,075	1,875	0,22	CV
60×90	2,52	0,75	3,36	0,075	1,875	0,25	CV
55×85	2,52	0,55	4,58	0,075	1,875	0,34	CV
50×80	2,52	0,5	5,04	0,075	1,875	0,42	CV
45×75	2,52	0,45	5,6	0,075	1,875	0,51	CV

où ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire. L'élanement géométrique est :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{L_f}{b} \quad (4.15)$$

et :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d} \quad (4.16)$$

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.

4.8.2 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.

Où 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad T_k \leq 0.20s \quad (4.17)$$

Où *N* est le nombre de niveaux au-dessus du sol et *T_k* la période du mode *K*.

Tab. 4.19 : les trois premiers modes

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0.947	0,1072	0,5439	0,1072	0,5439	0,0029
Modal	2	0.882	0,5338	0,1068	0,641	0,6507	0,0172
Modal	3	0.536	0,0197	0,0002	0,6607	0,6509	0,6347

4.9 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

$$V_t < 0.80V \quad (4.18)$$

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport

$$\frac{0.8V}{V_t} \quad (4.19)$$

Tab. 4.20 : Comparaison de V_{dyn} et $0,8 * V_{sta}$ avec observations

	Vdyn (kN)	0,8 * Vsta (kN)	Observation
Sens X-X	9649.70	9118.15	V
Sens Y-Y	9260.09	8161.87	V

4.10 PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX MÉTHODES « STATIQUE » ET « DYNAMIQUE » (A.4.4 RPA99/2003)

4.10.1 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.

Méthode statique équivalente

Il n'est pas nécessaire de faire cette vérification car la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

$$M_{\text{stabilité}} \geq 1.5 \times M_{\text{renversement}} \quad (4.20)$$

4.10.1.1 SensX

$$M_r : M_s :$$

4.10.1.2 SensY

$$M_r : M_s :$$

4.11 Vérification de déplacement (RPA99/V2003 Art 5.10)

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R \quad (4.21)$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.22)$$

Le RPA99/2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage (h_e). Ainsi, la condition de vérification est

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad (4.23)$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants.
sens X-X :

Tab. 4.22 : Vérification des déplacements relatifs

Niveaux	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h (mm)	$1\%h$ (mm)	Observation
ETAGE12	28.39	99.38	7,32	3600	36	CV
ETAGE11	26.30	92.06	7,71	3600	36	CV
ETAGE10	24.09	84.35	8.11	3600	36	CV
ETAGE9	21.78	76.24	8.47	3600	36	CV
ETAGE8	19.36	67.77	8,71	3600	36	CV
ETAGE7	16,87	59.06	8,88	3600	36	CV
ETAGE6	14,33	50.18	8,88	3600	36	CV
ETAGE5	11,79	41.29	8,71	3600	36	CV
ETAGE4	9,31	32.59	8,29	3600	36	CV
ETAGE3	6,94	24,29	7,67	3600	36	CV
ETAGE2	4,75	16,63	6,75	3600	36	CV
ETAGE1	2,82	9,88	5,44	3600	36	CV
RDC	1,26	4,43	3,61	3600	36	CV
SOUS SOL	0,23	0,83	0,83	3600	36	CV

sens Y-Y :

Tab. 4.23 : Vérification des déplacements relatifs

Niveaux	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h (mm)	$1\%h$ (mm)	Observation
ETAGE12	34.49	120.73	9.92	3600	36	CV
ETAGE11	31.66	110.81	10.23	3600	36	CV
ETAGE10	28.73	100.59	10,48	3600	36	CV
ETAGE9	25.74	90.10	10,69	3600	36	CV
ETAGE8	22.68	79.41	10,77	3600	36	CV
ETAGE7	19.61	68.65	10.73	3600	36	CV
ETAGE6	16.54	57.91	10,51	3600	36	CV
ETAGE5	13.54	47.40	10.09	3600	36	CV
ETAGE4	10.66	37.31	9,42	3600	36	CV
ETAGE3	7,97	27.90	8.55	3600	36	CV
ETAGE2	5,52	19.35	7,36	3600	36	CV
ETAGE1	3,42	11,98	5,91	3600	36	CV
RDC	1,73	6.08	4,17	3600	36	CV
SOUS SOL	0,54	1,91	1,91	3600	36	CV

4.12 Justification de la sécurité (Chapitre 5 RPA99/2003)

4.12.1 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 :

$$Sd \leq Rd \quad (4.24)$$

Avec :

Sd : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^{ème} ordre.

Rd : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

Cette justification est vérifiée pour tous les éléments structuraux.

4.12.2 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 dispositions 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 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.

Selon A.10.1.5 RPA99/2003 : Vérification de la stabilité au renversement : Quel que 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (4.25)$$

Où :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme (ELS).

N : Charge verticale (ELS).

Cette condition est à vérifier dans le chapitre 6.

4.14 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 :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Où :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 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.

$$\delta_1 = \delta_2 = 27.636 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 15 + (27.636 + 27.636) = 70.27 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

on adopte $d_{\min} = 10 \text{ cm}$

4.15 Vérification des déplacements dans le sens Y

4.15.1 Vérification de l'effet $P - \Delta$ (RPA99/V2003 Art5.9)

L'effet $P - \Delta$ est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \quad (4.26)$$

où :

P_k : Poids total de la structure.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

sens X-X :

Tab. 4.24 : Vérification de l'effet $P - \Delta$

Niveaux	h_k (mm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δk (mm)	θ_k	Observation
ETAGE12	3600	6446,447	1488,271	7.32	0,01	CV
ETAGE11	3600	13491,467	2862,296	7.71	0,01	CV
ETAGE10	3600	20905,108	4019,422	8.11	0,01	CV
ETAGE9	3600	28332,588	4989,306	8.47	0,01	CV
ETAGE8	3600	35760,068	5832,419	8.71	0,01	CV
ETAGE7	3600	43187,549	6571,817	8.88	0,01	CV
ETAGE6	3600	50615,029	7221,507	8.88	0,01	CV
ETAGE5	3600	50615,029	7801,270	8.71	0,01	CV
ETAGE4	3600	65469,99	8318,737	8.29	0,01	CV
ETAGE3	3600	72897,47	8766,420	7.67	0,01	CV
ETAGE2	3600	80297,82	9134,363	6.75	0,01	CV
ETAGE1	3600	87687,333	9414,819	5.44	0,01	CV
RDC	3600	95076,846	9584,856	3.61	0,01	CV
SOUS SOL	3600	104411,292	9649,707	0.83	0,01	CV

sens Y-Y :

Tab. 4.25 : Vérification de l'effet $P - \Delta$

Niveaux	h_k (mm)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δk (mm)	θ_k	Observation
ETAGE12	3600	6446,447	1469.96	9.92	0,01	CV
ETAGE11	3600	13491,467	2813.25	10.23	0,01	CV
ETAGE10	3600	20905,108	3922.33	10.48	0,01	CV
ETAGE9	3600	28332,588	4820.97	10.69	0,01	CV
ETAGE8	3600	35760,068	5576.67	10.77	0,01	CV
ETAGE7	3600	43187,549	6228.08	10.73	0,01	CV
ETAGE6	3600	50615.02	6807.05	10.51	0,01	CV
ETAGE5	3600	50615.029	7346.89	10.09	0,01	CV
ETAGE4	3600	65469.99	7857.39	9.42	0,01	CV
ETAGE3	3600	72897.47	8319.14	8.55	0,01	CV
ETAGE2	3600	80297.82	8705.30	7.36	0,01	CV
ETAGE1	3600	87687.33	9000.42	5.91	0,01	CV
RDC	3600	95076.84	9183.31	4.17	0,01	CV
SOUS SOL	3600	104411.29	9260.09	1.91	0,01	CV

la condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

Chapitre 5

Calcul des éléments structuraux

5.1 Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des portiques (poteaux, poutres) et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel ETABS , qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Les poutres sont fer-raillées en flexion simple.

Les poteaux sont ferrailés en flexion composée.

Les voiles sont fer-raillées en flexion composée.

5.1.1 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 de deux types, principales et secondaires, qui ne sont pas exposées aux intempéries et sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, dont le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable.

Pour le ferrailage des poutres, on distingue deux zones : la zone en travée et la zone en appuis.

5.1.2 Ferrailage des poutres

5.1.3 Combinaison de ferrailage des poutres : Combinaisons CBA93

Ce sont des combinaisons qui correspondent à la situation durable de la structure, en combinant les charges verticales permanentes et d'exploitation comme suit :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

5.1.4 Combinaisons RPA99/2003 (A,5.2)

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, en combinant les charges verticales permanentes et d'exploitation et les charges horizontales dues au séisme comme suit :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

	γ_b	γ_s	F_{C28} (MPa)	F_{bc} (MPa)	F_e (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400

Les coefficients des Poissons

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons ci-dessous avec les coefficients de Poisson suivants :

Pour les situations durables : $\nu = 0$

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour les situations accidentelles (ELS - États Limites de Service) :

$$\nu = 0.2$$

5.1.5 Spécifications pour le ferrailage

La combinaison $(1.35G + 1.5Q)$ 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 $(0.8G \pm E)$ 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.

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 :

$$A_s = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \quad (5.1)$$

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 : $\min(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

5.1.6 Ferrailage des poutres principales (50x35 cm²)

Les sollicitations maximales retenues sont les suivantes :

Tab. 5.1 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales

Combo	$M_t(kn.m)$	$M_a(kn.m)$	$V(kN.m)$
ELU	181.5621	222.0645	224.5848
ELS	129.6741	158.5576	/
G+Q+Ey	/	261.2674	52.8491
0.8G+Ey	/	213.2734	74.3429

Données

On a :

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times h = 45 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad (5.3)$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.186 \quad (\text{Pivot A}) \quad (5.4)$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.391 \quad (A_s = 0) \quad (5.5)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad (5.6)$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha_u \quad (5.7)$$

$$A_s = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad (5.8)$$

Tab. 5.2 : Ferrailage du Poutre Principales (35*50)

Combinaison	Type	μ	α_u	β_u	A_s
ELU	Travee	0.181	0.251	0.20	12.90
ELU	Appuis	0.221	0.316	0.25	16.24
G+Q+E	Travee	-	-	-	0
G+Q+E	Appuis	0.199	0.281	0.22	16.35
0.8G+E	Travee	-	-	-	0
0.8G+E	Appuis	0.163	0.224	0.18	13.01

5.1.7 Conditions de non-fragilité et Section minimale des aciers

Condition de non-fragilité (CBA93) :

$$A_s \text{ min} = \left(\frac{0.23 \times 35 \times 45 \times 2.1}{400} \right) = 1.90 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 1.90 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_s \text{ min RPA} = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = \max(A_{s \text{ Elu}}, A_{s \text{ min}}, A_{s \text{ min RPA}})$$
$$A_s = \max(12.90 \text{ cm}^2, 2.11 \text{ cm}^2, 8.75 \text{ cm}^2) = 12.90 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA16 + 4HA14 = 14.20 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_{s \text{ Elu}}, A_{s \text{ Acc}}, A_{s \text{ Acc}}, A_{s \text{ min}}, A_{s \text{ min RPA}})$$
$$A_s = \max(16.24 \text{ cm}^2, 16.35 \text{ cm}^2, 13.01 \text{ cm}^2, 2.11 \text{ cm}^2, 8.75 \text{ cm}^2) = 16.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA20 + 2HA16 = 16.59 cm²

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 14.20 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 70 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$
$$A_s = 16.9 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 70 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 14.20 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 105 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$
$$A_s = 16.59 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 105 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}, \frac{350}{10}, 14\right)$$

$$\phi_t \leq \min(14.28, 35, 14) \text{ mm} = 14 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

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

$$S_t \leq \min(0,9 \times 45, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(40,5, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 :

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t \leq 12,5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour les autres zones :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

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

Section minimale des aciers transversaux

Pour la zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Pour les autres zones :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Longueur de recouvrement

Pour la Zone IIa :

$$L1 = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L1 = 60 \text{ cm}$$

Pour la Zone IIa :

$$L2 = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L2 = 65 \text{ cm}$$

Pour la Zone IIa :

$$L3 = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L3 = 80 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale

$$l_0 = 2 \times h$$

$$l_0 = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

5.1.8 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 :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{22.1 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.45} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

5.1.8.1 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 :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{28}}{100} \right)$$

ELU :

En travée :

$$\alpha = 0.251$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{181.5621}{129.6741} = 1.40$$

$$\alpha = 0.251 \leq \left(\frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.45 \quad \text{CV}$$

Sur appuis :

$$\alpha = 0.316$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{222.1}{158.5576} = 1.40$$

$$\alpha = 0.316 \leq \left(\frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.45 \quad \text{CV}$$

ACC : G+Q±E

Sur appuis :

$$\alpha = 0,281$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{261,2674}{158,5576} = 1.65$$

$$\alpha = 0,281 \leq \left(\frac{1.65 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 3.8 \quad \text{CV}$$

ACC :0.8G±E

Sur appuis :

$$\alpha = 0,224$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{213,2734}{158,5576} = 1.3$$

$$\alpha = 0,224 \leq \left(\frac{1.3 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 4.2 \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{50}{705} = 0.071 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{12.90}{35 \times 45} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_0} \quad \text{avec} \quad M_0 = \left(\frac{q_s \times l^2}{8} \right) = \left(\frac{(33.92 + 16.55) \times 7.05^2}{8} \right)$$

$$\frac{50}{705} = 0.071 \geq \frac{129.67}{10 \times 313.56} = 0.041 \quad \text{CV}$$

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

Les armatures de peau

Vu l'importance de la hauteur des poutres, 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

$$A_p = 3 \times 0.50 = 1.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA14 = 3.08 cm²/face

5.1.9 Ferrailage des poutres secondaire (30x45)cm² :

Les sollicitations maximales retenues sont :

Tab. 5.3 : Les sollicitations maximal pour les poutres principales

Combo	Mt	Ma	v
ELU	72.9629	104.6247	133.5071
ELS	52.4845	75.8276	-
G+Q+Ey	-	150.072	58.801
0.8G+Ey	-	122.1702	21.6092

Données

On a :

$$h = 45 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.186 \quad (\text{Pivot A})$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.391 \quad (A_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha_u$$

$$A_s = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Tab. 5.4 : Ferrailage du Poutre Secondaire (45*30)

Combinaison	Type	μ	α	β	A_s (cm)
Travée	ELU	0,105	0,139	0,111	5,48
Appuis	ELU	0,150	0,204	0,163	8,09
Travée	G+Q+E	-	-	-	-
Appuis	G+Q+E	0,165	0,227	0,182	10,19
Travée	0,8G+E	-	-	-	-
Appuis	0,8G+E	0,134	0,181	0,145	8,13

Conditions de non fragilité (CBA93) :

$$A_{s_min} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{s_RPA} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = \max(A_{s_Elu}, A_{s_min}, A_{s_min \text{ RPA}})$$
$$A_s = \max(5.48 \text{ cm}^2, 1.47 \text{ cm}^2, 6.75 \text{ cm}^2) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.7 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_{s_Elu}, A_{s_Acc}, A_{s_Acc}, A_{s_min}, A_{s_min \text{ RPA}})$$
$$A_s = \max(8.09 \text{ cm}^2, 10.19 \text{ cm}^2, 8.13 \text{ cm}^2, 1.47 \text{ cm}^2, 6.75 \text{ cm}^2) = 10.19 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 + 3HA16 = 10.65 cm²

5.1.10 Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$
$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$
$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 14\right)$$
$$\phi_t \leq \min(12.86, 30, 14) \text{ mm} = 12.86 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

5.2 Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 40.5, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(36.45, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 36.45 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

5.2.1 D'après le RPA99/2003 :

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4\right)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour les autres zones :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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

Section minimale des aciers transversaux

Pour la zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Pour les autres zones :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Longueur de recouvrement

Pour la Zone IIa :

$$L1 = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L1 = 56 \text{ cm}$$

Pour la Zone IIb :

$$L2 = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L2 = 64 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale

$$l_0 = 2 \times h$$

$$l_0 = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

5.2.2 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 :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{133.50 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

5.2.2.1 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 :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{28}}{100} \right)$$

ELU :

En travée :

$$\alpha = 0.139$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{72.96}{52.48} = 1.39$$

$$\alpha = 0.139 \leq \left(\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.45 \quad \text{CV}$$

Sur appuis :

$$\alpha = 0.204$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{104.62}{75.82} = 1.38$$

$$\alpha = 0.204 \leq \left(\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.44 \quad \text{CV}$$

ACC : G+Q±E

Sur appuis :

$$\alpha = 0,227$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{150.07}{75.82} = 1.98$$

$$\alpha = 0,227 \leq \left(\frac{1,98 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,74 \quad \text{CV}$$

ACC :0.8G±E
Sur appuis :

$$\alpha = 0,181$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{122,17}{75,82} = 1,61$$

$$\alpha = 0,181 \leq \left(\frac{1,61 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,56 \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{45}{450} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{7,7}{35 \times 45} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_0} \quad \text{avec} \quad M_0 = \left(\frac{q_s \times l^2}{8} \right) = \left(\frac{(G + Q) \times l^2}{8} \right)$$

$$\frac{45}{450} = 0,1 \geq \frac{52,48}{10 \times 144,58} = 0,036 \quad \text{CV}$$

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

5.2.3 Ferrailage des poutres secondaire avec voile (30x45)cm² :

Données

On a :

$$h = 45 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,186 \quad (\text{Pivot A})$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,391 \quad (A_s = 0)$$

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

$$\beta_u = 0,8 \times \alpha_u$$

$$A_s = \frac{\beta_u \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Tab. 5.5 : Ferrailage du Poutre Secondaire (45*30)

Combinaison	Combinaison	u	α	β	AS(cm)	AS'(cm)
ELU	appuis	0,20	0,28	0,22	10,99	0,00
G+Q+E	appuis	0,35	0,57	0,46	25,68	0,00
G+Q+EY	appuis	0,33	0,52	0,41	23,13	0,00

Tab. 5.6 : : Les sollicitations maximal pour les poutres secondaire

Combo	Mt	Ma	v
ELU	-	137.6377	130.8633
ELS	-	99.8351	-
G+Q+EX	-	320.8593	280.578
G+Q+EY	-	297.4907	283.1748

Conditions de non fragilité (CBA93) :

$$A_{s_min} = \frac{0.23 \times 30 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{s_RPA} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = \max(A_{s_min}, A_{s_min \text{ RPA}})$$

$$A_s = \max(1.47 \text{ cm}^2, 6.75 \text{ cm}^2) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.79 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_{s \text{ Elu}}, A_{s \text{ Acc}}, A_{s \text{ Acc}}, A_{s \text{ min}}, A_{s \text{ min RPA}})$$

$$A_s = \max(10.99 \text{ cm}^2, 25.68 \text{ cm}^2, 23.13 \text{ cm}^2, 1.47 \text{ cm}^2, 6.75 \text{ cm}^2) = 26.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA20 + 4HA16 = 26.89 cm²

5.2.4 Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

$$A_s = 26.89 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

5.2.5 Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

$$A_s = 26.89 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 14\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12.86, 30, 20) \text{ mm} = 12.86 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement

D'après le CBA93 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 40.5, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(36.45, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 36.45 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 :

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 2\right)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Pour les autres zones :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

5.2.6 Section minimale des aciers transversaux

Pour la zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Pour les autres zones :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Longueur de recouvrement

Pour la Zone IIa :

$$L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 50 \text{ cm}$$

Pour la Zone IIb :

$$L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 65 \text{ cm}$$

Pour la Zone IIa :

$$L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad L = 80 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale

$$l_0 = 2 \times h$$

$$l_0 = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

5.2.7 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 :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{283.17 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

5.2.7.1 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 :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{28}}{100} \right)$$

ELU :

Sur appuis :

$$\alpha = 0.28$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{137.63}{99.83} = 1.38$$

$$\alpha = 0.28 \leq \left(\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.44 \quad \text{CV}$$

ACC : G+Q±Ex

Sur appuis :

$$\alpha = 0.57$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{320.85}{99.83} = 3.21$$

$$\alpha = 0.57 \leq \left(\frac{1.98 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 1.36 \quad \text{CV}$$

ACC : G+Q±Ey

Sur appuis :

$$\alpha = 0.52$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{297.49}{99.83} = 2.98$$

$$\alpha = 0.52 \leq \left(\frac{1.61 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 1.24 \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{50}{705} = 0.070 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{6.79}{35 \times 45} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{CV}$$

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

POUTRE SECONDAIRE

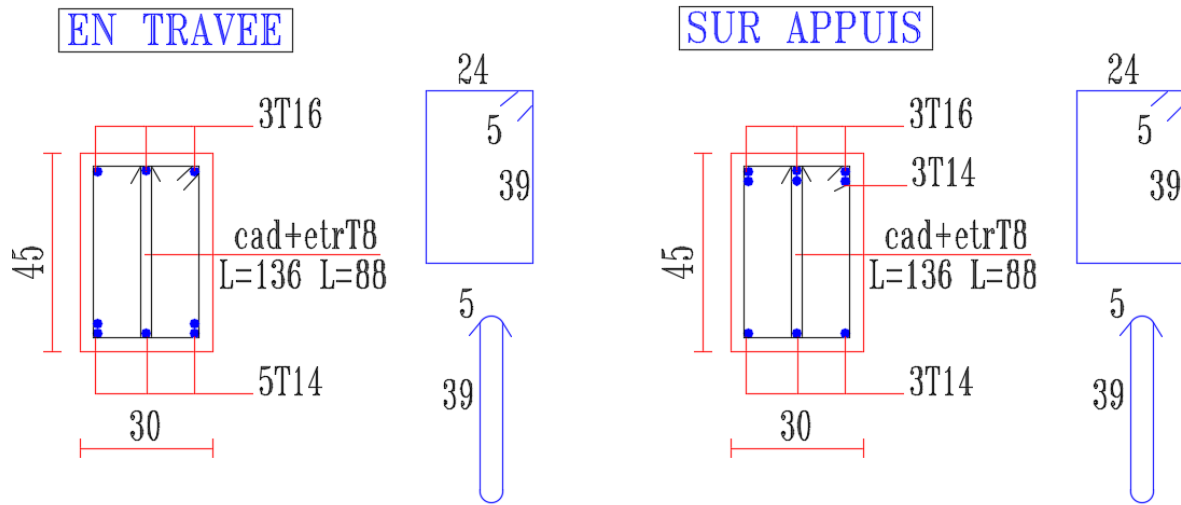


Fig. 5.2 : poutres secondaire (30x45)cm

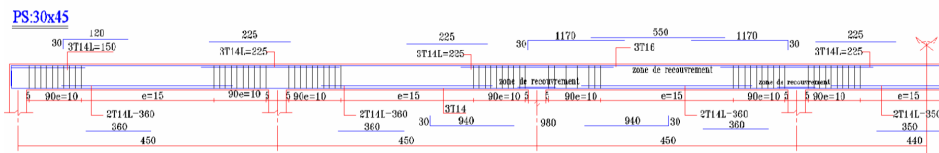


Fig. 5.3 : ferrailage de poteaux (30*45)

5.3 Calcul des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux fondamentaux dans la conception des bâtiments et des structures. Ils agissent comme des points d'appui pour les poutres et jouent un rôle crucial dans la transmission des charges vers les fondations. Les sections des poteaux sont souvent soumises à divers types de contraintes, notamment la flexion composée, la compression et les moments fléchissant.

La flexion composée, représentée par les efforts « M, N », est une des contraintes principales auxquelles les sections des poteaux peuvent être soumises. Une section soumise à la flexion composée peut être classée en l'un des trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET) :

Dans ce cas, la section est entièrement soumise à une tension.

Section entièrement comprimée (SEC) :

Cette situation se produit lorsque la section est entièrement comprimée.

Section partiellement tendue (SPE) :

La section est partiellement soumise à une tension.

Section partiellement comprimée (SPC) :

Dans cette configuration, la section est partiellement comprimée.

5.4 Combinaison des Charges

En fonction du type de sollicitation, différentes combinaisons sont utilisées pour évaluer les charges sur les structures. Deux normes couramment utilisées sont la norme CBA93 et la norme RPA99/2003.

5.4.1 Norme CBA93

Selon la norme CBA93, les combinaisons d'efforts à prendre en compte sont les suivantes :

ELU (État Limite Ultime) : $1.35G + 1.5Q$

ELS (État Limite de Service) : $G + Q$

5.4.2 Norme RPA99/2003

La norme RPA99/2003 propose les combinaisons d'efforts suivantes :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, en prenant en considération les critères spécifiques à chaque norme.

5.5 Recommandations de la norme RPA99/2003

Selon la norme RPA99/2003, les armatures longitudinales pour les poteaux doivent respecter les critères suivants :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone IIa.

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum des armatures est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40 fois le diamètre des armatures en zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être réalisées autant que possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Ces recommandations visent à assurer la sécurité et la durabilité des poteaux en béton armé conformément aux exigences de la norme RPA99/2003.

5.6 Armatures Transversales (A.7.4.2.2 RPA99/2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où :

V_u est l'effort tranchant de calcul.

h_l est la hauteur totale de la section brute.

f_e est la 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.

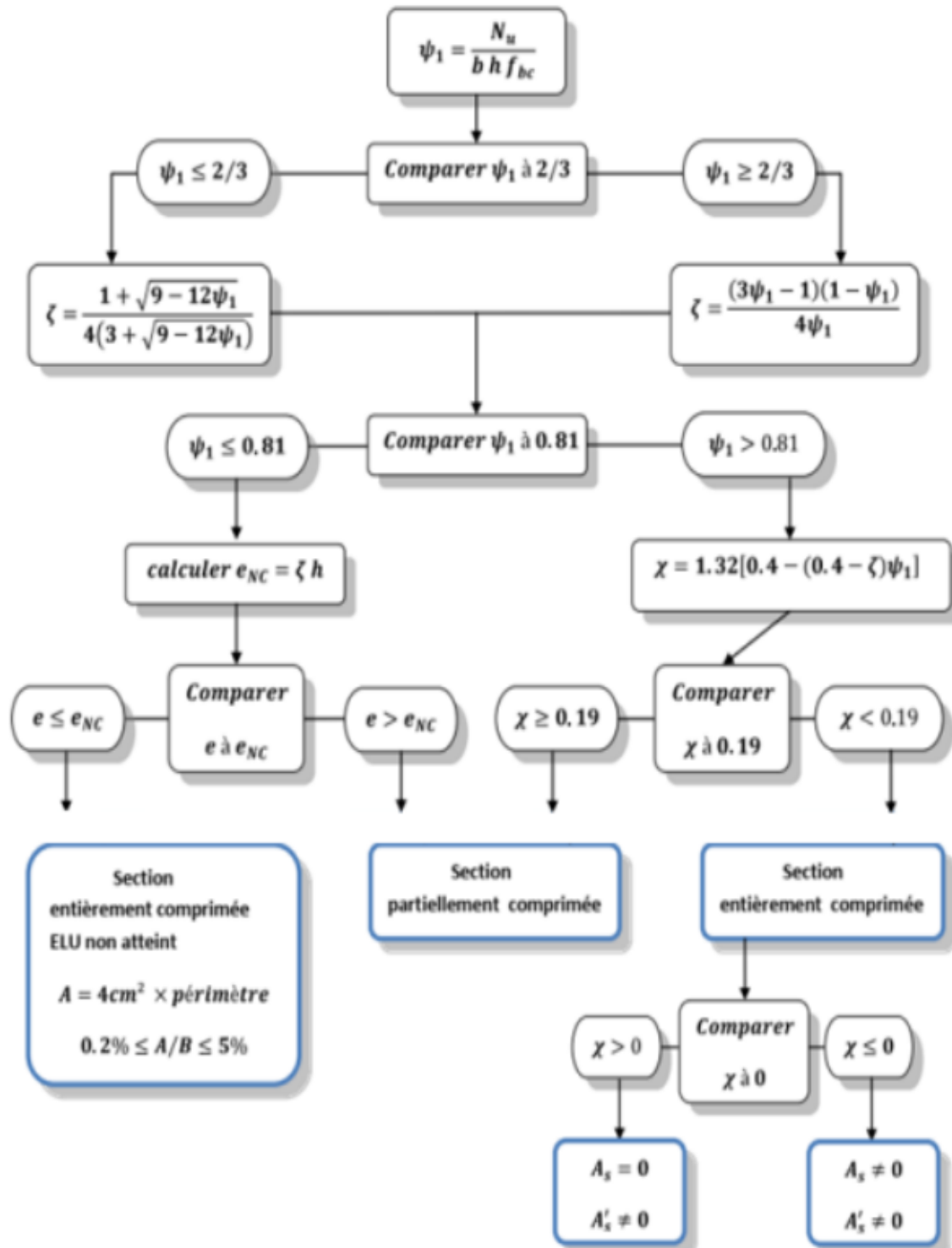


Fig. 5.4 : Organigramme de justification l'état de contrainte des section soumises à la flexion composée

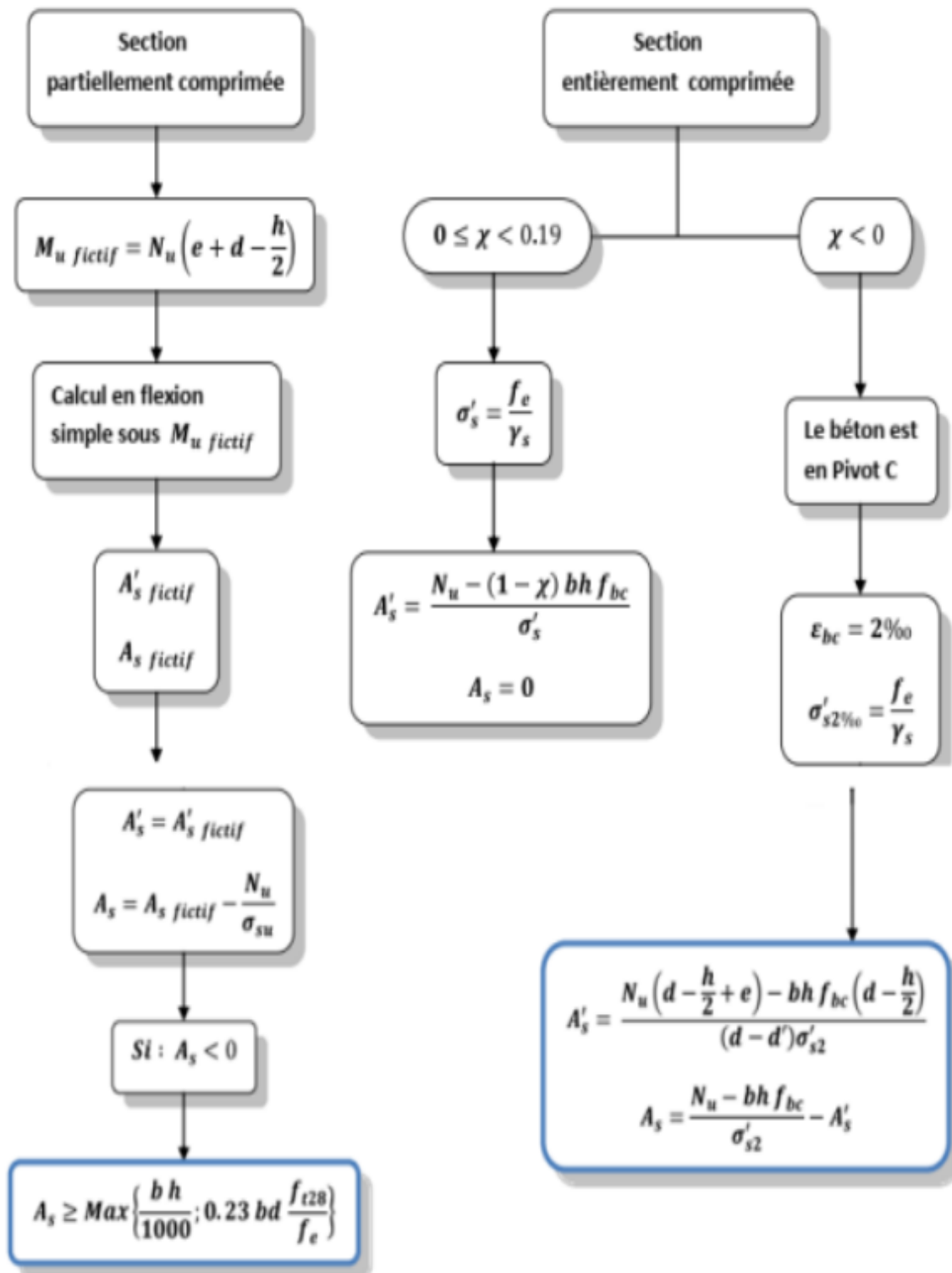


Fig. 5.5 : Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes

5.7 Sollicitations dans les Poteaux rectangulaire (60*90)

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS20, et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. 5.7 : Les sollicitations sur le poteau(60*90)

Comb	N	Nmax	Mcorresp	Nmin	Mcorresp	Mmax	Ncorresp	T
ELU	1	2596.53	175.52	-	-	-	-	-
ELU	2	-	-	1980.26	2.84	-	-	88.198
ELU	3	-	-	-	-	175.53	2596.53	-
0.8G+-E	1	1836.63	97.24	-	-	-	-	-
0.8G+-E	2	-	-	267.84	42.39	-	-	71.51
0.8G+-E	3	-	-	-	-	133.98	728.55	-
G+Q+-E	1	2445.38	104.001	-	-	-	-	-
G+Q+-E	2	-	-	740.013	41.24	-	-	75.29
G+Q+-E	3	-	-	-	-	193.05	1337.31	-

Comb	Nser	Mser
ELU	1884.2183	125.2436
ELU	1458.2711	15.5264
ELU	1884.2183	125.2436
0.8G+-E	1884.2183	125.2436
0.8G+-E	1458.2711	15.5264
0.8G+-E	1884.2183	125.2436
G+Q+-E	1884.2183	125.2436
G+Q+-E	1458.2711	15.5264
G+Q+-E	1884.2183	125.2436

Tab. 5.8 : Excentricité et type de section du poteau

Comb	e_1	e_a	α	e_2	$et(m)$	ψ	ξ	$enc(m)$	Section
ELU	0.0676	0.02	0.6609	0.0070	0.0946	0.339	0.154	0.139	EC
ELU	0.0014	0.02	0.3116	0.0056	0.0270	0.258	0.158	0.142	EC
ELU	0.0676	0.02	0.6609	0.0070	0.0946	0.339	0.154	0.139	EC
0.8G+-E	0.0529	0.02	0.6609	0.0070	0.0800	0.184	0.161	0.145	EC
0.8G+-E	0.1583	0.02	0.3116	0.0056	0.1838	0.0268	0.166	0.149	PC
0.8G+-E	0.1839	0.02	0.6609	0.0070	0.2109	0.073	0.165	0.148	PC
G+Q+-E	0.0425	0.02	0.0386	0.0044	0.0669	0.245	0.158	0.143	EC
G+Q+-E	0.0557	0.02	0.3116	0.0056	0.0813	0.074	0.164	0.148	EC
G+Q+-E	0.1444	0.02	0.0386	0.0044	0.1688	0.134	0.163	0.146	PC

5.7.1 La section est entièrement comprimée :

Calcul de la section d'armature :

$$A_s = (4 \text{ cm}^2 \times \text{Périmètre de la section en m}) \left(0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%\right)$$

$$A_s = 4 \times [(0.60 + 0.90) \times 2] = 12 \text{ cm}^2$$

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \Rightarrow 0.002 < \frac{12}{90 \times 60} = 0.0021 < 0.005$$

Tab. 5.9 : calcul du ferrailage

Comb	N	M fictif (kN,m)	μ	αu	βu	Asf	As (cm ²)	As réelle
0.8G+-E	5	164.406	0.019	0.03	0.024	4.72	-1.98	6.38
0.8G+-E	6	466.950	0.054	0.070	0.056	13.65	11.83	-
G+Q+-E	9	800.720	0.093	0.123	0.089	23.92	-9.51	6.38

Conditions de non fragilité (CBA93) :

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \times 60 \times 88 \times 2.1}{400} = 6.38 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{s_{\text{RPA}}} = 0.005 \times 60 \times 90 = 43.2 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées :

$$A_s = \max(A_{s \text{ calculé}}, A_{s \text{ min}}, A_{s \text{ min RPA}})$$

$$A_s = \max(12 \text{ cm}^2, 6.38 \text{ cm}^2, 43.2 \text{ cm}^2) = 43.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 25HA20 + 6HA16 = 43.48 cm²

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.03 \times b \times h = 0.03 \times 60 \times 90 = 162 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 43.48 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 162 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 60 \times 90 = 324 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 43.48 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 324 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

La section minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.3\% \cdot t \cdot b & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \cdot t \cdot b & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \frac{(0.3\% \cdot t \cdot b + 0.8\% \cdot t \cdot b)}{2} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tab. 5.10 : Ferrailage transversal des poteaux

Poteau	a (m)	L_f (m)	λ_g	ρ_a	t_{nodale} (cm)	t_{recouv} (cm)	V (kN)	A_{tnodale}	$A_{\text{t recouv}}$
60*90	0.9	2.52	2.8	3.75	15	30	88.0743	0.92	1.38

Sections transversale adoptées :

Tab. 5.11 : La section minimale des armatures transversales des poteaux

Poteau	$A_s(\text{min})_{\text{nodale}}$	$A_s(\text{min})_{\text{recov}}$	A_s adopté (cm ²)
90*60	4.8	7.2	7.92 (7T12)

Verification de l'effort tranchant (CBA93) :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

où

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \\ &= \frac{88.0 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.81} \\ &= 0.17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

et

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

5.7.1.1 Vérification à E.L.S. :

Contrainte maximale dans le béton :

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

5.7.1.2 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)

5.7.1.3 Vérification de flambement

:

Si $\lambda < 50$, alors le poteau est stable contre le flambement.

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.6 = 2.52 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.9^3}{12} = 0.036 \text{ m}^4$$

$$B = b \cdot h = 0.6 \times 0.9 = 0.54 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.036}{0.54}} = 0.26$$

$$\lambda = \frac{2.52}{0.26} = 9.70$$

Comme $\lambda = 9.70 < 50$, la vérification de flambement est conforme.

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$e < \frac{h}{4} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$e > \frac{h}{4} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{125.24}{1884.2} = 0.066 \text{ m}$$

$$\frac{h}{4} = \frac{0.9}{4} = 0.15 \text{ m}$$

$$0.060 \text{ m} < 0.15 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton. Les étapes de vérification d'une section entièrement comprimée :

1. Calcul de l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

$$S = 0.6 \times 0.9 + 15(45.16 \times 10^{-4})$$

$$S = 0.61 \text{ m}^2$$

2. Calcul de la position du centre de gravité :

$$x_G = \frac{15 \times (A'_s \times ((h/2) - d') - A_s \times (d - (h/2)))}{b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)}$$

$$x_G = \frac{15 \times (-45.16 \times 10^{-4} \times (0.88 - 0.9/2))}{0.6 \times 0.9 + 15 \times (45.16 \times 10^{-4})}$$

$$x_G = -0.046$$

3. Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{(b \times h^3)}{12} + b \times h \times x_G^2 + 15 \times [A'_s \times (h/2 - d' - x_G)^2 + A_s \times (d - h/2 + x_G)^2]$$

$$I = \frac{(0.6 \times 0.9^3)}{12} + 0.6 \times 0.9 \times 0.040^2 + 15 \times [45.16 \times 10^{-4} \times (0.88 - 0.9/2 - 0.040)^2]$$

$$I = 0.021 \text{ m}^4$$

4. Calcul de la contrainte dans le béton sur la fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \times (e - x_G) \times (h/2 - x_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{1884.2 \times 10^{-3}}{0.61} + \frac{1884.2 \times 10^{-3} \times (0.066 + 0.046) \times (0.9/2 + 0.046)}{0.019}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 8 \text{ MPa}$$

5. Calcul de la contrainte dans le béton sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \times (e - x_G) \times (h/2 + x_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{1884.2 \times 10^{-3}}{0.61} - \frac{1884.2 \times 10^{-3} \times (0.066 + 0.046) \times (0.9/2 - 0.046)}{0.021}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -1.78 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 8 \text{ MPa}$
 $\sigma_{bc} = 8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

5.7.2 choix des armatures :

La même démarche est utilisée pour les autre type des poteaux , les résultants sont résumée dans les tableaux suivant :

Tab. 5.12 : choix des armatures

section	As cal	AsRPA	Aszr	Aszc	choix	As adopt
60*90	12.00	43.20	324	162	2(5HA20)+6HA16	43.48
55*85	11.20	37.40	280.5	140.25	2(5HA20)+4HA16	39.46
50*80	10.40	32	240	120	2(4HA20)+4HA16	
45*75	4.73	27	202.5	101.25	2(4HA20)+2HA16	29.16

5.7.3 les schéma de ferrailage :

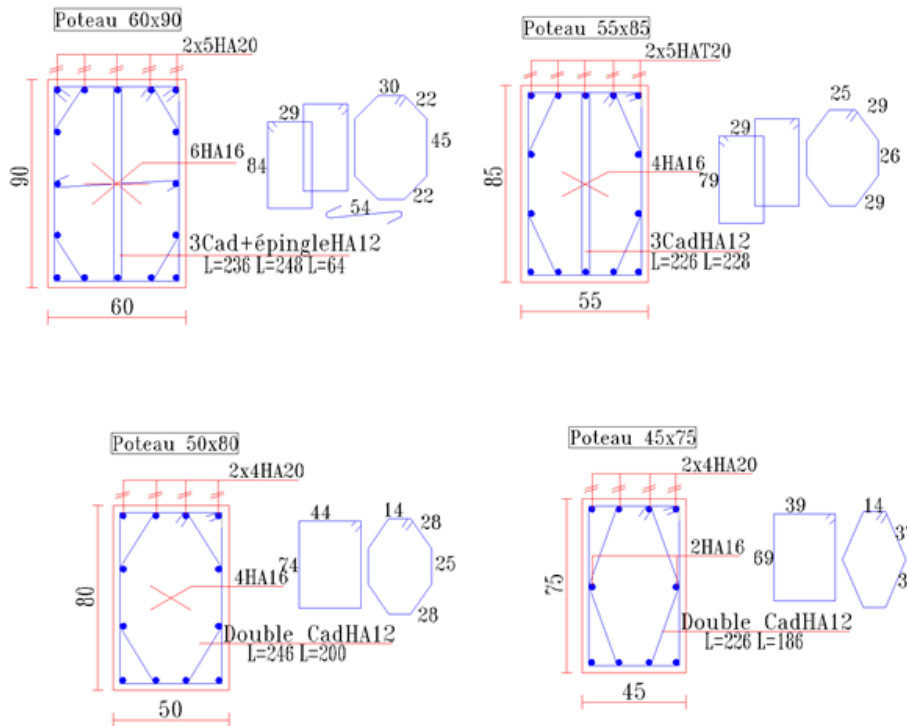


Fig. 5.6 : ferrailage des poteaux

Sollicitations dans les Poteaux circulaire (90 cm)

Tab. 5.13 : Les sollicitations sur le poteau(90)

Comb	N	Nmax	Mcorresp	Nmin	Mcorresp	Mmax	Ncorresp	T
ELU	1	4668,69	21,93	-	-	-	-	-
ELU	2	-	-	4100,61	39,87	-	-	33,00
ELU	3	-	-	-	-	64,09	4354,00	-
0.8G+-E	1	2904,48	56,92	-	-	-	-	-
0.8G+-E	2	-	-	1149,86	64,04	-	-	31,93
0.8G+-E	3	-	-	-	-	111,66	2620,68	-
G+Q+-E	1	4112,39	68,30	-	-	-	-	-
G+Q+-E	2	-	-	2196,23	75,74	-	-	42,26
G+Q+-E	3	-	-	-	-	123,18	3785,06	-

Nser	Mser
3412,85	15,56
2992,75	28,75
3174,31	46,32
3360,75	23,65
2992,75	28,75
3238,89	23,85
3360,75	23,65
2992,75	12,80
3238,89	23,85

Tab. 5.14 : Excentricité et type de section du poteau

Comb	e_1	e_a	α	e_2	e_t	ψ	ξ	e_{nc}	Section
ELU	0.0047	0.02	0.7528	0.0074	0.0321	0.517	0.143	0.1287	EC
ELU	0.0097	0.02	0.7486	0.0074	0.0371	0.454	0.148	0.1329	EC
ELU	0.0147	0.02	0.6597	0.0070	0.0417	0.482	0.146	0.1311	EC
0.8G+-E	0.0196	0.02	0.6602	0.0070	0.0466	0.247	0.158	0.1425	EC
0.8G+-E	0.0557	0.02	0.7486	0.0074	0.0831	0.098	0.164	0.1474	EC
0.8G+-E	0.0426	0.02	0.6531	0.0070	0.0696	0.223	0.159	0.1434	EC
G+Q+-E	0.0166	0.02	0.6602	0.0070	0.0436	0.350	0.154	0.1383	EC
G+Q+-E	0.0345	0.02	1.0000	0.0085	0.0630	0.187	0.161	0.1446	EC
G+Q+-E	0.0325	0.02	0.6531	0.0070	0.0595	0.322	0.155	0.1395	EC

5.7.4 La section est entièrement comprimée :

Calcul de la section d'armature :

$$A_s = (4 \text{ cm}^2 \times \text{Périmètre de la section en m}) \left(0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%\right)$$

$$A_s = 4 \times [(3.14 * 0.90)] = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \Rightarrow 0.002 < \frac{11.30}{3.14 \times (0.9)^2 \times \frac{1}{4}} = 0.0021 < 0.005$$

Conditions de non fragilité (CBA93) :

$$A_{s_min} = \frac{0.23 \times 0.9 \times 0.88 \times 2.1}{400} = 9.56 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) :

$$A_{s_RPA} = 0.005 \times 0.79 = 50.87 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées :

$$A_s = \max(A_{s_calculé}, A_{s_min}, A_{s_min \text{ RPA}})$$

$$A_s = \max(11.30 \text{ cm}^2, 9.56 \text{ cm}^2, 50.87 \text{ cm}^2) = 50.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : 17HA20 = 53.41 cm²

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Zone courante :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.03 \times s = 0.03 \times 0.64 = 190.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 53.41 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 190.75 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

Zone de recouvrement :

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_s^{\max}$$

Pour la zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times s = 0.06 \times 0.64 = 381,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 53.41 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 381,51 \text{ cm}^2 \quad \text{CV};$$

La section minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.3\% \cdot t \cdot b & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \cdot t \cdot b & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \frac{(0.3\% \cdot t \cdot b + 0.8\% \cdot t \cdot b)}{2} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tab. 5.15 : Ferrailage transversal des poteaux

Poteau	a (m)	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_{nodale}	T_{recouv}	V (kN)	A_{tn}	A_{tre}
90	0,9	2,52	2,8	3,75	15	37,5	42,2593	0,44	0,660

Sections transversale adoptées :

Tab. 5.16 : les armatures transversales des poteaux

Poteau	A_s	Choix des armatures	A_s adopté (cm ²)
90	0.108	4T8	2.04

Vérification de l'effort tranchant (CBA93) :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

où

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \\ &= \frac{88.07 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.81} \\ &= 0.18 \text{ MPa} \end{aligned}$$

et

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Vérification à E.L.S. :

Contrainte maximale dans le béton :

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

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$e < \frac{D}{4} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$e > \frac{D}{4} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15.56}{3412,85} = 0.005 \text{ m}$$

$$\frac{D}{4} = \frac{0.9}{4} = 0.225 \text{ m}$$

$$0.005 \text{ m} < 0.225 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton. Les étapes de vérification d'une section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton.

1. Calcul de l'aire de la section homogène totale :

$$S = S + 15(A_s + A'_s)$$

$$S = 0.64 + 15(53.41 \times 10^{-4})$$

$$S = 0.72 \text{ m}^2$$

2. Calcul de la position du centre de gravité :

$$x_G = \frac{15 \times (A'_s \times ((D/2) - d') - A_s \times (d - (D/2)))}{S + 15 \times (A_s + A'_s)}$$

$$x_G = \frac{15 \times (53.41 \times 10^{-4} \times (0.81 - 0.9/2))}{0.64 + 15 \times (53.41 \times 10^{-4})}$$

$$x_G = -0.0403$$

3. Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{(3.14 \times D^4)}{64} + S \times x_G^2 + 15 \times [A'_s \times (D/2 - d' - x_G)^2 + A_s \times (d - D/2 + x_G)^2]$$

$$I = \frac{(3.14 \times 0.9^4)}{64} + 0.64 \times 0.040^2 + 15 \times [53.41 \times 10^{-4} \times (0.81 - 0.9/2 - 0.040)^2]$$

$$I = 0.041 \text{ m}^4$$

4. Calcul de la contrainte dans le béton sur la fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \times (e - x_G) \times (h/2 - x_G)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{3412.85 \times 10^{-3}}{0.64} + \frac{3412.85 \times 10^{-3} \times (0.005 + 0.040) \times (0.9/2 + 0.040)}{0.041}$$

$$\sigma_{sup} = 7.18 \text{ MPa}$$

5. Calcul de la contrainte dans le béton sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \times (e - x_G) \times (D/2 + x_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{3412.85 \times 10^{-3}}{0.64} - \frac{3412.85 \times 10^{-3} \times (0.005 + 0.040) \times (0.9/2 - 0.040)}{0.041}$$

$$\sigma_{inf} = 3.56 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 8.39 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 7.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$CV

Tab. 5.17 : choix des armatures

section	As cal	AsRPA	Aszr	Aszc	choix	As adopt
90	11.30	50.87	381.51	190.76	17HA20	43.48
80	10.05	40.19	301.44	150.72	14HA20	39.46
70	8.79	33.77	230.79	115.395	10HA20	31.42
60	7.54	22.61	169.56	84.78	8HA20	25.13

5.7.5 choix des armatures :

La même démarche est utilisée pour les autre type des poteaux , les résultants sont résumée dans les tableaux suivant :

5.7.6 schéma des ferrailage :

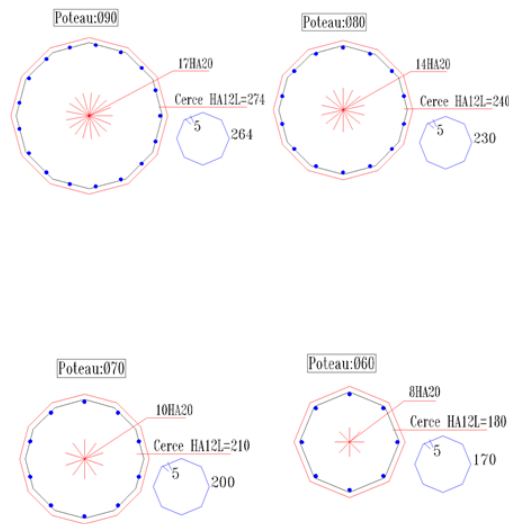


Fig. 5.8 : ferrailage des poteaux

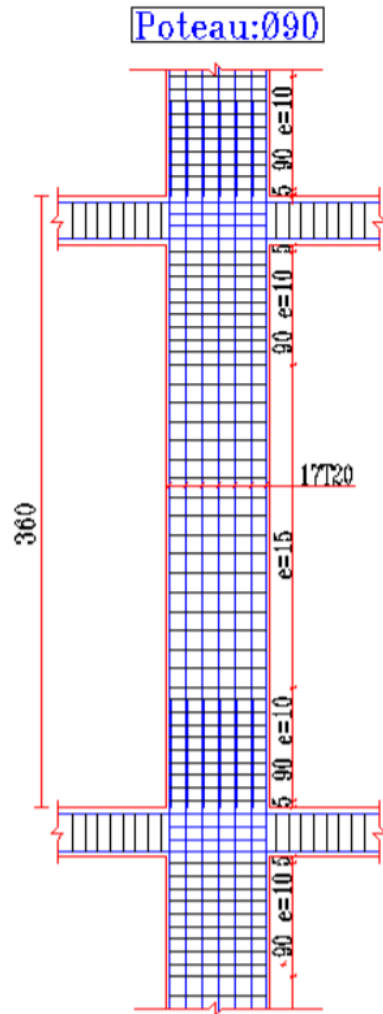


Fig. 5.9 : ferrailage de poteaux 90

5.8 Étude des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. Le RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base. Leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller au respect des 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.

Un voile travaille comme une console encastrée 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 :

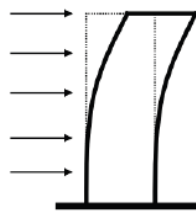


Fig. 5.10 : Comportement du voile comme une console

- ✓ 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.

Recommandation du RPA99/2003 5.5.2.1 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).

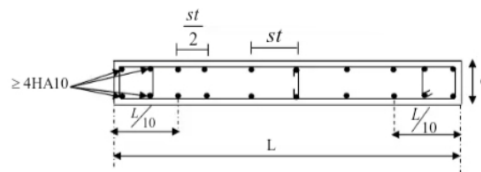


Fig. 5.11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

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.

- ✓ 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 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ 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 :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \cdot v}{f_e} \quad (5.9)$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

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 : 0,15%.

✓ 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.

Ferraillage 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. Le ferraillage des voiles se fera pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h}{2e}, \frac{2}{3}L_c \right\} \quad (5.10)$$

On définit un voile par ses coordonnées v et v' 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot v}{I} \quad (5.11)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} \quad (5.12)$$

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de voiles :

✓ Type 1 (sens y-y) : Voile plein.

✓ Type 2 (sens x-x) : Voile à ouverture (trumeaux et linteaux).

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 ferraillage 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 de signes négatifs)
- ✓ Entièrement comprimée (S. E. C). (Si σ_1 et σ_2 sont de signes positifs)
- ✓ Partiellement comprimée (S. P. C). (Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires)

voile entre deux poteau V3 L=7.05 :

Caractéristiques géométriques du voile :

On a :

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$L = 7.95 \text{ m}$$

$$B = 0,2 \times 7.95 = 1,59 \text{ m}^2$$

$$v = v' = \frac{L}{2} = \frac{7.95}{2} = 3.975 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 7.95^3}{12} = 8.3743 \text{ m}^4$$

Vérification de la résistance du voile V1 sous la combinaison G+Q±E :

Tab. 5.18 : Sollicitation sur voiles (V1)

	<i>N</i> max	<i>M</i> corp	<i>T</i>
G+Q+-E	20806,4867	185817,509	198,0955

Longueur de flambement : Selon (DTR 2.42 Art 2.22) :

$$L_f = 0,85 \times h = 0,85 \times 3,6 = 3,06 \text{ m}$$

Élancement :

$$i = \sqrt{\frac{B}{I}} = \sqrt{\frac{1.59}{8.37}} = 2.295$$

$$\lambda = \left(\frac{\sqrt{12} \cdot L_f}{a} \right) = \left(\frac{2.88 \cdot \sqrt{12}}{0.20} \right) = 45.64$$

Coefficient α [DTR -BC-2.42 Art 2.23] : On a :

$$50 \leq \lambda = 53 \leq 80$$

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

Section réduite :

$$B_r = L \times (e - 0,02) = 7,05 \times (0,2 - 0,02) = 1,431 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'aciérs :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b_o \times L = 0.1\% \times 0.2 \times 7.97 = 15.9 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie. Dans la zone courante :

$$A_s = \max(A_t, A_{t \min}) = \max(0.24, 2 \text{ cm}^2) \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

On prend :4HA10 = 3.14 cm²

Zone courante : 5HA12 = 5.65 cm², e = 20 cm

Zone d'about : 4HA14 = 6.16 cm², e = 10 cm

Dans la zone du poteau(60*90) :

$$A_s = 43.20 \text{ cm}^2$$

On prend : (2HA20) + 6HA16 = 43.48 cm², e = 20 cm

$$\sigma'_s = \tan(\alpha) \cdot (L_t - d) = 22.12 \cdot (-3.39 - 1.55) = -40.70$$

$$I' = \frac{e \cdot d^3}{12} = 0.062 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{d}{2} = 0.775 \text{ m}$$

$$B = e \cdot d = 0.31 \text{ m}^2$$

$$N' = \frac{B}{2} \cdot (\sigma_2 + \sigma'_s) = -17.95$$

$$M' = \frac{y'}{2 \cdot y'} \cdot (\sigma_2 + \sigma'_s) = -4.63$$

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 0.258$$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.467 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{7.95}{2} - e_0 - c = 3.667 \text{ m}$$

$$A'_s = \frac{N' \cdot e_1}{(e_1 + e_2) \cdot f_y} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N' \cdot e_2}{(e_1 + e_2) \cdot f_y} = 39.81 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{20806.4867 \times 10^{-3}}{1.59} + \frac{185817.50 \times 10^{-3} \times 3.975}{8.374} = 101.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{20806.4867 \times 10^{-3}}{1.59} - \frac{185817.50 \times 10^{-3} \times 3.975}{8.374} = -139.348,38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max} > 0$, $\sigma_{\min} < 0$ La section est partiellement comprimée

✓ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L \times \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = 7.95 \times \frac{75.12}{101.29 + 75.12} = 3.39 \text{ m}$$

✓ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 7.95 - 3.39 = 4.56 \text{ m}$$

✓ Largeur de la bande verticale d :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \min (1.55 \times 3.04) = 1.55 \text{ m}$$

zone d'about :

$$L(\text{zone d'about}) = \frac{L}{10} = \frac{795}{10} = 79.5 = 80 \text{ cm}$$

Vérification de cisaillement (RPA99/mod2003 Art 7.7.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 198,1 \times 10^{-3}}{0.2 \times 7.16} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$A_s(\text{totale}) = A_s + A'_s = 5.07 \text{ cm}^2 + 39.81 \text{ cm}^2 = 44.88 \text{ cm}^2$$

par 1ml

$$A_s = \frac{44.88 \text{ cm}^2}{7.95 \text{ m}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armature minimale (RPA99/V2003, Art 7.7.4.1) :

$$A_{s \text{ min}} = 0.20\% \times e \times Lt = 0.2\% \times 20 \times 3.39 = 13.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 7.95 = 23.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.10\% \times e \times L = 0.10\% \times 20 \times 7.95 = 15.9 \text{ cm}^2$$

en Zone courante :

$$A_s = \max(A_s, A_{s \text{ min}}) = \max(5.65, 3 \text{ cm}) \text{ cm}^2 = 5.65 \text{ cm}^2$$

On prend :4HA14 = 6.16 cm²

$$St \leq \frac{st}{2}$$

$$St \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

la même démarche est utilisée pour les autre voile dont les caractéristique et les résultants sont résumée dans les tableaux suivant

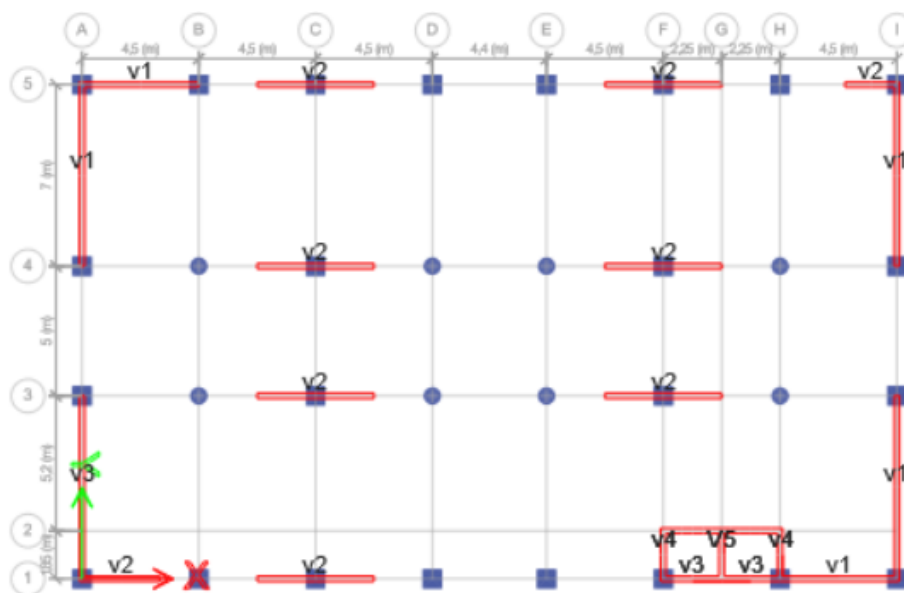


Fig. 5.12 : les type des voile

caractéristique géométrique des voile

Tab. 5.19 : Caractéristiques géométriques des voiles

voile	L(m)	e(m)	B(m ²)	y(m)	I(m ⁴)
v1	7.95	0.2	1.59	3.975	8.374
v2	3.6	0.2	0.72	1.8	0.78
v3	5.1	0.2	1.02	2.55	2.21
v4	2.1	0.2	0.42	1.05	0.15

Tab. 5.20 : Calcul les contraintes dans les voiles

voile	N (kN)	m (kN.m)	σ_{MAX} (MPa)	σ_{min} (MPa)	section
v1	20806.49	185817.51	101.29	-75.12	SPC
v2	44307.64	71558.79	227.18	-104.11	SPC
v3	14825.68	3523.83	55.28	-26.21	SPC
v4	9346.25	10735.23	95.28	-50.78	SPC

Tab. 5.21 : calcul des dimensions des voile

voile	Lc (m)	Lt (m)	d (m)
v1	4.56	3.39	1.55
v2	1.96	1.04	1.31
v3	3.46	1.64	1.55
v4	1.37	0.73	0.91

Tab. 5.22 : Excentricité de section des voiles

voile	σ^2	I'	y'	B'	N'	M'	e_0	e_1	e_2
v1	40.72	0.062	0.775	0.31	17.95	4.64	0.258	0.467	3.667
v2	-38.53	0.062	0.775	0.31	22.11	5.71	0.218	0.467	1.492
v3	1.44	0.062	0.775	0.31	4.29	1.11	0.258	0.467	2.242
v4	-12.75	0.013	0.457	0.187	5.8	0.88	0.152	0.254	0.848

Tab. 5.23 : Calcul le ferrailage des voiles

voile	AS(cal)	AS(RPA)	AS(z,c)	AS(z,r)	AS(poteau)	z tendue	z courent
v1	44.89	13.54	15.9	23.85	43.2	2(5HA20)+6T16	5HA12
v2	55.27	4.53	7.2	10.8	43.2	2(5t20)+6t16	5HA14
v3	10.71	6.56	10.2	15.3	43.2	2(5t20)+6t16	5HA12
v4	14.5	2.92	4.2	6.3	43.2	2(5t20)+6t17	5HA14

Tab. 5.24 : Vérification les contraintes de cisaillement des voiles

voile	v(KN)	$v \square$	Z	$z \square$
v2	97.87	137.01	0.21	5
v3	141.65	198.31	0.22	5
v4	231.96	324.75	0.86	5

Tab. 5.25 : Calcul les armatures horizontales des voiles

voile	Ah	Amin	chois d'armature	chois d'armature	-
v2	0.32	6	6	4.86	2(5t10)
v3	0.27	10.2	10.2	11	2(7t10)
v4	1.07	4.2	4.2	6.28	2(4t10)

5.8.1 ferrailage de voile :

Détail Coffrage et Ferrailage du Voile de Contreventement

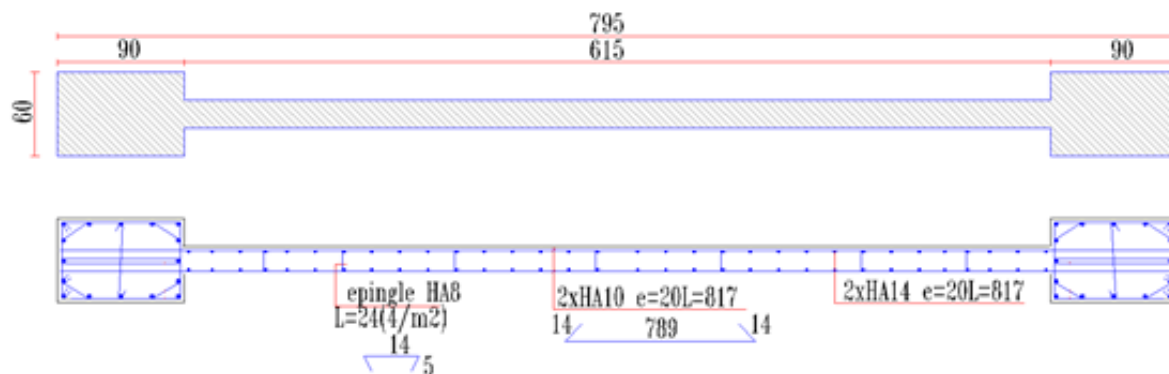


Fig. 5.13 : ferrailage de voile

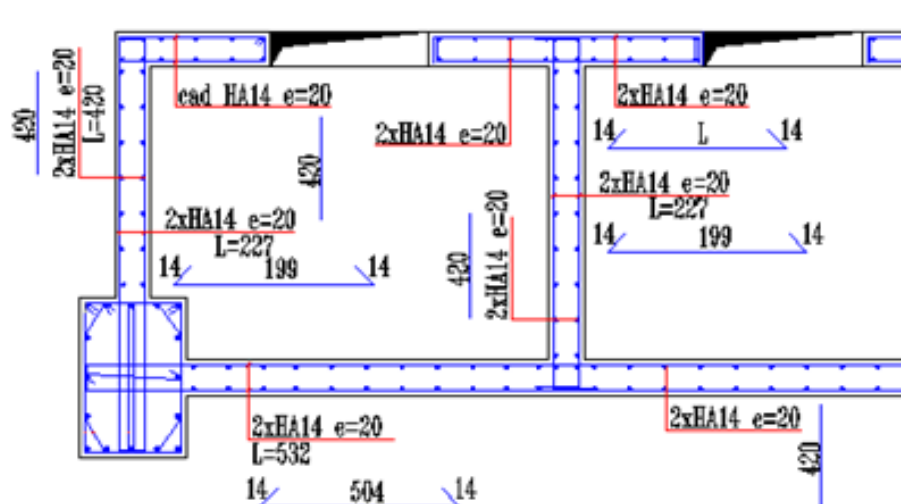


Fig. 5.14 : ferrailage de voile d'ascenseur

Chapitre 6

Calcul des fondations

6.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure, à savoir :

- ✓ Le poids propre ou charges permanentes,
- ✓ Les surcharges d'exploitation,
- ✓ Les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire,
- La nature et l'homogénéité du sol,
- La capacité portante du terrain de fondation,
- La raison économique,
- La facilité de réalisation.

6.1.1 Classification de fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

Fondations superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

Fondations profondes :

- Fondations sur puis (semi-profondes)
- Fondations sur pieux (profondes).

Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile.

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

6.1.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

6.2 Vérification de la semelle isolée

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

Figure 6.1 Schéma d'une semelle isolée.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

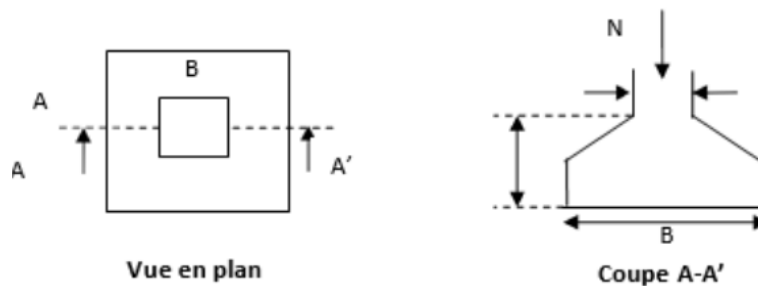


Fig. 6.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Où :

N_{ser} : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel ETABS.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

$$N_{\text{ser}} = 125806.4936 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ Bar}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \sqrt{\frac{125806.4936}{2.5 \times 10^2}} = 762.4636 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = 762.4636 \text{ m}^2 \quad S_{\text{Bâtiment}} = 598.17 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{Bâtiment}}} = \frac{762.4636}{598.17} \times 100 = 127.47\% > 100\% \text{ (CNV)}$$

La surface des semelles sous les poteaux dépasse de 100% 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).

Remarque :

Il y a 2 types de radier (radier nervure ; radier dalle). Le radier nervure est de loin le plus économique.

$$40 \text{ cm} \leq \text{Épaisseur Paillasse} \leq 1 \text{ m}$$

$$50 \text{ cm} \leq \text{hauteur de la nervure} \leq 1.50 \text{ m}$$

Remarque : Le radier dalle n'est pas très économique.

$$70 \text{ cm} \leq \text{Épaisseur Paillasse} \leq 1.30 \text{ m}$$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervure au radier dalle

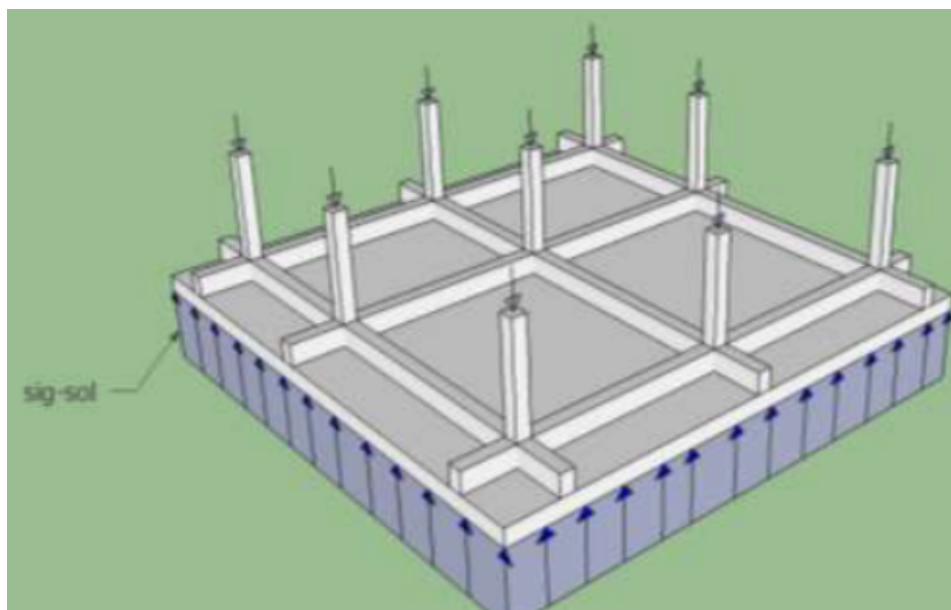


Fig. 6.2 : radier général

6.3.1 Pré dimensionnement de la dalle du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

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.

$$L_{\max} = 6.15 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$\frac{615}{35} \leq h \leq \frac{615}{30}$$

$$17.6 \text{ cm} \leq h \leq 20.5 \text{ cm}$$

6.3.2 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)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}}$$

$$T_{\max} = \frac{172686.7031 \times 10^{-3} \times 6.15}{2 \times 598.17}$$

$$T_{\max} = 0.88 \text{ MN} = 887.72 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{c28}}{\gamma_b} \leq 1.17, \text{ MPA}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{887.73 \times 10^{-3}}{1 \times 1.17} = 0.759 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h_d$$

$$0.9 \times h_d \geq 0.759 \text{ m} \rightarrow h_d \geq \frac{0.759}{0.9} = 0.843 \text{ m}$$

$$h_d = 85 \text{ cm}$$

6.3.3 Pré dimensionnement de la nervure

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

6.3.4 Condition forfaitaire

Hauteur de la nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{615}{10}$$

$$h_t \geq 61.5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$h_t = 1.40 \text{ m}$$

Largeur de la nervure :

$$b_n \geq b_{\text{poteaux}}$$

$$b_n \geq 60$$

On adopte $b_0 = 70 \text{ cm}$

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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad (6.1)$$

L_e : est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad (6.2)$$

Avec :

I : Inertie de la semelle.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Où : E : Module d'élasticité du sol, pris égal à

✓ $E = 32164.20 \text{ MPa}$: 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = \frac{\pi}{2} \times \left(\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \right)$$

$$h_t^3 \geq \frac{(2^2 \times 12 \times K \times b \times L_{\max}^4)}{(4 \times E \times b)}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{16 \times 12 \times K \times b \times L_{\max}^4}{4 \times E \times \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{16 \times 12 \times 40 \times (6.14)^4}{4 \times 3216420 \times (3.14)^4}} = 0.257 \text{ m}$$

on adopte $h_t = 160 \text{ cm}$

Remarque :

Pour des raisons d'économie on va adopter un radier nervuré avec :

$h_{\text{radier}} = 85\text{cm}$; $h_{\text{nervure}} = 160\text{cm}$

Calcul du débordement :

$$D = \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{ cm}\right)$$

$$D = \max\left(\frac{85}{2}\text{ cm}, 30\text{ cm}\right)$$

On adopte $D = 80\text{ cm}$.

La surface totale du radier :

$S_{\text{bâtiment}}$: Surface totale du bâtiment.

$$S_{\text{bâtiment}} = 598.17\text{ m}^2$$

S_{radier} : Surface totale du radier.

$$S_{\text{radier}} = 681.45\text{ m}^2$$

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 :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) \quad (6.3)$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité ($b = 60\text{ cm}$; $h = 90\text{ cm}$).

μ_c : Périmètre du contour défini cisailé.

h_r : Épaisseur totale de la dalle du radier.

h_t : Épaisseur totale de la nervure.

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(b + 2 \times \frac{h_t}{2}\right) + \left(h + 2 \times \frac{h_t}{2}\right) \right] \quad (6.4)$$

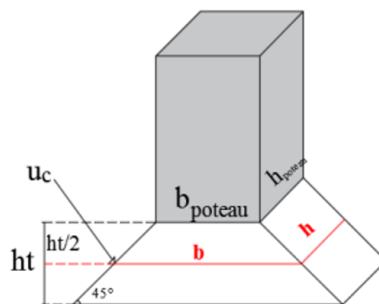


Fig. 6.3 : Le périmètre ou milieu de fille

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(0.60 + 2 \times \frac{1.5}{2}\right) + \left(0.9 + 2 \times \frac{1.5}{2}\right) \right] = 9\text{ m}$$

$$Q_u = 3695.4274\text{ KN} \leq 0.045 \times 90 \times 0.85 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 10^3 = 5737.5\text{ KN} \quad \text{.....CV}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

6.3.5 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 :

$$W_{\text{tot}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}} \quad (6.5)$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{radier}}$$

$$W_{\text{bâtiment}} = 104411.292 \text{ KN}$$

$$W_{\text{radier}} = (S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} + S_{\text{nervure}} \times (h_{\text{nervure}} - h_{\text{radier}})) \times \rho_{\text{béton armé}} \quad (6.6)$$

$$S_{\text{nervure}} = S_{\text{nervurer}} \times n + S_{\text{nervurer}} \times n$$

$$S_{\text{nervurer}} = b_n \times L_n = 0.70 \times 31.40 = 21.98 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nervurer}} = b_n \times L_n = 0.70 \times 19.05 = 13.34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nervure}} = 21.98 \times 4 + 13.34 \times 8 = 194.64 \text{ m}^2$$

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. $Z = 4.5 \text{ m}$

$$W_{\text{radier}} = (681.45 \times 0.85 + 194.64 \times (1.6 - 0.85)) \times 25$$

$$= 18130.313 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} = 104411.292 + 18130.313$$

$$= 122541.605 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

$$119830.3862 \text{ KN} \geq 1.5 \times 10 \times 4.5 \times 681.45$$

$$= 45997.875 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{CV}$$

Il n'y a pas de risque de soulèvement.

6.3.6 Caractéristiques géométriques du radier

$$I_{gx} = \frac{L_x \times L_y^3}{12}$$

$$I_{gy} = \frac{L_y \times L_x^3}{12}$$

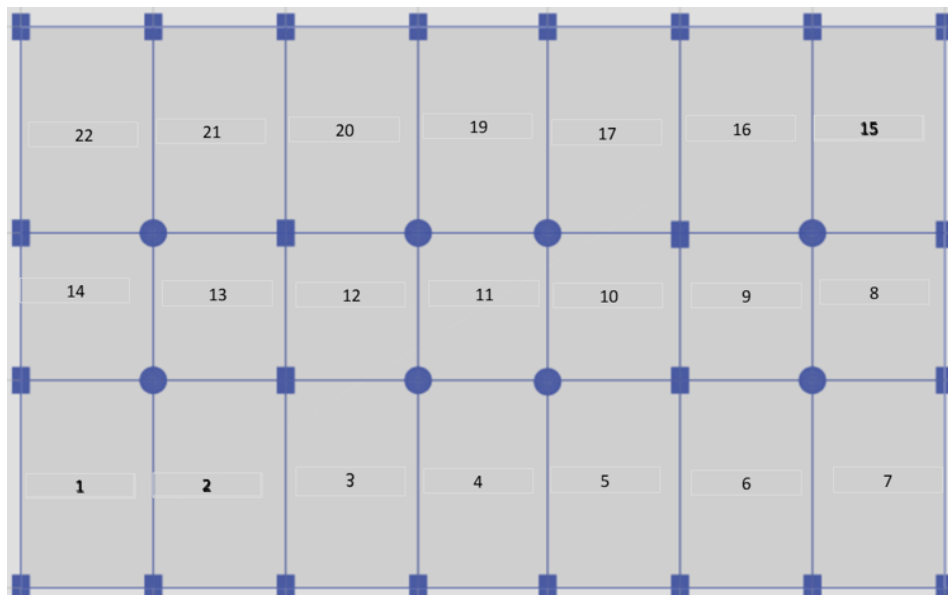


Fig. 6.4 : Numérotage des panneaux

Tab. 6.1 : Caractéristiques géométriques du radier

Panneau	Lx	Ly	S	Igx	Igy	Igx+Igy
1	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
2	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
3	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
4	4.4	7.05	31.02	128.481	50.046	178.527
5	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
6	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
7	4.5	7.05	31.725	131.401	53.54	184.937
8	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
9	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
10	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
11	4.4	5	22	45.833	35.493	81.326
12	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
13	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
14	4.5	5	22.5	46.88	37.97	84.84
15	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78
16	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78
17	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78
18	4.4	7	30.8	125.767	49.691	175.458
19	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78
20	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78
21	4.5	7	31.5	128.63	53.16	181.78

$$D_x = X_{Gr} - X_i$$

$$I_{rx} = I_{gx} + S_i \times D_{xi}^2$$

$$D_y = Y_{Gr} - Y_i$$

$$I_{ry} = I_{gy} + S_i \times D_{yi}^2$$

Tab. 6.2 : Inertie et Centre de gravite du radier

Panneau	Xi	Yi	Si	Si*Xi	Si*Yi	Dy	Dx	Irx	Iry
1	2.25	3.525	31.725	71.38	111.83	6.6	14.05	6393.99	1566.88
2	6.75	3.525	31.725	214.14	111.83	6.6	9.55	3024.8	1566.88
3	11.25	3.525	31.725	356.91	111.83	6.6	5.05	940.47	1566.88
4	15.7	3.525	31.02	487.01	109.35	6.6	-15.7	7774.6	1529.76
5	20.15	3.525	31.725	639.26	111.83	6.6	-3.85	601.64	1566.88
6	24.65	3.525	31.725	782.02	111.83	6.6	-8.35	2343.35	1566.88
7	29.15	3.525	31.725	924.78	111.83	6.6	-12.85	5369.91	1566.88
8	22.5	9.55	22.5	506.25	214.875	0.575	-12.85	3762.14	92.88
9	6.75	9.55	22.5	151.88	214.875	0.575	-8.35	1615.64	92.88
10	11.25	9.55	22.5	253.13	214.875	0.575	-8.35	380.39	92.88
11	15.7	9.55	22	345.4	210.1	0.575	0.6	53.75	8860
12	20.15	9.55	22.5	453.38	214.875	0.575	9.55	620.69	92.28
13	24.65	9.55	22.5	554.63	214.875	0.575	14.05	2098.94	92.28
14	29.15	9.55	22.5	655.88	214.875	0.575	14.05	4488.44	92.28
15	2.25	15.55	31.5	70.88	489.825	5.425	14.05	6346.81	1108.84
16	6.75	15.55	31.5	212.63	489.825	5.425	9.55	301.51	1108.84
17	11.25	15.55	31.5	354.38	489.825	5.425	5.05	931.96	1108.84
18	15.7	15.55	30.8	483.56	478.94	5.425	0.6	136.86	1081.92
19	20.15	15.55	31.15	627.67	484.3825	5.425	-3.58	595.54	1108.84
20	24.65	15.55	31.15	767.85	484.3825	5.425	-8.35	2324.89	1108.84
21	29.15	15.55	31.15	908.02	484.3825	5.425	-12.85	5329.99	1108.84

✓ Le centre de gravité des masses du radier (infrastructure)

$$X_{Gr} = \frac{\sum_i X_i \cdot S_i}{\sum_i S_i} = 16.5 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum_i Y_i \cdot S_i}{\sum_i S_i} = 10.325 \text{ m}$$

✓ Le centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure)

$$X_{Gb} = \frac{M_y}{F_z} = 15.93 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = \frac{M_x}{F_z} = 9.71 \text{ m}$$

✓ Détermination de l'excentricité

$$e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| = |16.50 - 15.93| = 0.57 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| = |10.33 - 9.71| = 0.62 \text{ m}$$

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.

6.3.7 Détermination des charges et des surcharges

$$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}$$

$$N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{bâtiment}} + Q$$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h \times \rho_{\text{béton armé}} = 681.45 \times 0.85 \times 25 = 14480.81 \text{ KN}$$

$$h = h_{\text{nervure}} - h_{\text{radier}} = 1.6 - 0.85 = 0.75 \text{ m}$$

$$G_{\text{nervure}} = S_{\text{nervure}} \times h \times \rho_{\text{béton armé}} = 194.64 \times 0.75 \times 25 = 3649.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sol}} = \gamma_m [S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - (V_{\text{radier}} + V_{\text{nervure}})] \\ = 18 \times [681.45 \times 1.4 - (579.23 + 145.98)] = 4118.76 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bâtiment}} = 106820.25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{bâtiment}} = 18986.25 \text{ KN}$$

$$N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{bâtiment}} + Q$$

$$N = 14480.81 + 3649.5 + 4118.76 + 106820.25 + 18986.25 = 148055.57 \text{ KN}$$

6.3.8 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 :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme (ELS).

N : Charge verticale (ELS).

1er cas suivant X ($L_x=31.40\text{m}$) :

$$Xe1 = \frac{My}{N} = \frac{1981619}{140287.3} = 14.13 \text{ m}$$

$$e1 = |X_{\text{ccm}} - Xe1| = |15.93 - 14.13| = 1.80 \text{ m} \leq \frac{L_x}{4} = \frac{31.40}{4} = 7.85 \text{ m} \dots \text{CV}$$

2ème cas suivant Y ($L_y=19.05\text{m}$) :

$$Ye2 = \frac{Mx}{N} = \frac{1165463.934}{125287.3} = 8.31 \text{ m}$$

$$e2 = |Y_{\text{ccm}} - Y_{e2}| = |9.72 - 8.31| = 0.46 \text{ m} \leq \frac{Ly}{4} = \frac{19.05}{4} = 4.76 \text{ m} \dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sous radier}} &\leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{sous radier}} &= \frac{N}{S_{\text{radier}}} = \frac{148055.57}{681.45 \times 10^{-2}} = 2.17 \text{ bar} \\ 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} &= 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ bar} \\ 2.17 \text{ bar} &\leq 3.75 \text{ bar} \dots \text{CV} \end{aligned}$$

Vérification de la compression sous G+Q±E : Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\begin{aligned} \sigma_{1,2} &= \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx} \times XG} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{1,2} &= \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{yy} \times YG} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{aligned}$$

Sens XX

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \left(\frac{148055.57 \times 10^{-2}}{681.45} + \frac{(148055.57 \times 1.8) \times 10^{-2}}{58136.28} \times 16.5 \right) \\ \sigma_2 &= \left(\frac{148055.57 \times 10^{-2}}{681.45} - \frac{(148055.57 \times 1.8) \times 10^{-2}}{58136.28} \times 16.5 \right) \\ \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3 \times 2.93 + 1.42}{4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 2.93 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \\ \sigma_2 &= 1.42 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \\ \sigma_{\text{moy}} &= 2.54 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \end{aligned} \right.$$

Sens Y :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \left(\frac{148055.57 \times 10^{-2}}{681.45} + \frac{(148055.57 \times 0.46) \times 10^{-2}}{19308.32} \times 10.33 \right) \\ \sigma_2 &= \left(\frac{148055.57 \times 10^{-2}}{681.45} - \frac{(148055.57 \times 0.46) \times 10^{-2}}{19308.32} \times 10.33 \right) \\ \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3 \times 2.54 + 1.81}{4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 2.54 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \\ \sigma_2 &= 1.82 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \\ \sigma_{\text{moy}} &= 2.36 \text{ bar} \leq 3.75 \text{ bar} \end{aligned} \right.$$

La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions

6.3.8.1 Ferrailage du radier :

Dans le sens de la petite portée, le moment est donné par :

$$Mx = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

Dans le sens de la grande portée, le moment est donné par :

$$My = \mu_y \cdot Mx$$

Tel que μ_x, μ_y sont des coefficients en fonction de

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \quad (6.7)$$

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).

Evaluation des charges :

ELU :

$$q_u = \frac{N_{u_batiment} + 1.35 \times N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{18130.31 + 1.35 \times 18130.31}{681.45} = 289.32 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{N_{s_batiment} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{125806.49 + 18130.31}{681.45} = 211.22 \text{ KN/m}^2$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de poisson et de rapport :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

$$\rho = \frac{3.9}{6.15} = 0.63$$

$$0.4 \leq \rho = 0.63 \leq 1$$

Calcul des moments isostatiques :

ELU :

$$M_{O_x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0772 \times 289.32 \times 3.9^2 = 339.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_y} = \mu_y \cdot M_{O_x} = 0.343 \times 339.72 = 116.52 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{O_x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0825 \times 211.22 \times 3.9^2 = 265.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{O_y} = \mu_y \cdot M_{O_x} = 0.508 \times 265.04 = 134.64 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations sur appuis et travée :

ELU :

Appuis

$$M_{a_x} = -0.5 \times M_{O_x} = -0.5 \times 339.72 = 169.86 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_{O_x} = 0.75 \times 339.72 = 254.79 \text{ KN.m}$$

Appuis

$$M_{a_y} = -0.5 \times M_{O_y} = -0.5 \times 116.52 = 58.26 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{O_y} = 0.75 \times 116.52 = 87.39 \text{ KN.m}$$

ELS :

Appuis

$$M_{a_x} = -0.5 \times M_{O_x} = -0.5 \times 265.04 = 132.52 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_{O_x} = 0.75 \times 265.04 = 198.78 \text{ KN.m}$$

Appuis

$$M_{a_y} = -0.5 \times M_{O_y} = -0.5 \times 134.64 = 67.32 \text{ KN.m}$$

Travée

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{O_y} = 0.75 \times 134.64 = 100.98 \text{ KN.m}$$

Tab. 6.3 : calcul des ferrailage du radier

-	sens	Mu(KN,m)	μ	α	β_u	As cal(cm ²)	choix	As adp(cm ²)
travée	X-X	254.79	0.031	0.039	0,031	9.73	7T14	10,78
travée	Y-Y	87.39	0.011	0.013	0,0106	3.30	5T14	7.70
appuis	X-X	169.86	0.020	0.026	0,0207	6.45	5T14	7,7
appuis	Y-Y	58.26	0.007	0.009	0,0071	2.20	5T14	7.70

6.3.9 Condition de non fragilité

$$A_{minx} = 0.0008 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.63}{2}\right) \times 1 \times 0.85 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.85 = 6.80 \text{ cm}^2$$

La section adoptée

- Armatures longitudinales

sens (x-x) :

En travée :

$$A_s = \max\{A_{S \text{ calcul}}, A_{s \text{ min}}\} = \max\{9.73 \text{ cm}^2, 8.06 \text{ cm}^2\} = 9.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA14 = 10.78 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{A_{S \text{ calcul}}, A_{s \text{ min}}\} = \max\{6.45 \text{ cm}^2, 6.80 \text{ cm}^2\} = 6.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.7 cm²

sens (y-y) :

En travée :

$$A_s = \max\{A_{S \text{ calcul}}, A_{s \text{ min}}\} = \max\{2.20 \text{ cm}^2, 6.80 \text{ cm}^2\} = 6.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.7 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{A_{S \text{ calcul}}, A_{s \text{ min}}\} = \max\{2.9 \text{ cm}^2, 6.80 \text{ cm}^2\} = 6.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA14 = 7.7 cm²

6.3.10 Espacement des armatures

En travée :

$$S_t \geq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

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

Sur appui :

$$S_t \geq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

6.3.11 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

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{289.32 \times 3.9 \times 6.15}{2 \times 6.15 + 3.9} = 497.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{497.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 0.65 \text{ MPa}$$

6.3.12 Vérification à ELS

En travée

Dans le béton :

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

Dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = 201.64 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de la position de l'axe neutre

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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 :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d' - y)^2]$$

Le coefficient k est déterminé comme suit :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} est calculée comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser}$$

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 :

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_{ser})$$

Si σ_s est supérieure à $\bar{\sigma}_s$, cela confirme également la condition de vérification.

Tab. 6.4 : verification des contraintes

-	sens	Mser	Y	I	K	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\bar{\sigma}_s$	Obs	$\bar{\sigma}_{BC}$
travée	XX	198,78	0,1419	0,00723	27,492	3,90	CV	256,9	CNV	15
travée	YY	100,98	0,1219	0,00538	18,768	2,29	CV	181,0	CV	$\bar{\sigma}_s$
appuis	XX	132,52	0,1219	0,00538	24,630	3.00	CV	237,6	CNV	201,63
appuis	YY	67,32	0,1219	0,00538	12,512	1,53	CV	120,7	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 :

$$\lambda = 1 + \mu$$

où

$$\cos(\phi) = \lambda^{-\frac{3}{2}}$$

ou

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\phi}{3}\right)$$

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. 6.5 : Résultats du redimensionnement de la section

sens	μ_{ser}	λ	ϕ	α	σ_{bc}	As	CHOIX	As adop
travée XX	0,050	1,050	21,65	0,206	3,49	13,63	7T16	14,07
appuis XX	0,034	1,034	18	0,173	2,81	10,99	6T16	12,06

6.3.12.1 vérification a L'ELS :

Tab. 6.6 : verification des contraintes

sens	MU	MSER	α	δ	α'	$\alpha \leq \alpha'$
X-X	630,50	197,79	0,099	3,188	1,344	CV
Y-Y	216,26	100,48	0,033	2,152	0,826	CV
X-X	420,33	131,86	0,065	3,188	1,344	CV
Y-Y	144,17	66,99	0,022	2,152	1,902	-

6.3.13 Étude du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 80 cm, le calcul de ferrailage s'effectue sur une bande de largeur de 1m

Tab. 6.7 : Description des données

b	h	d	L	q_u	q_{ser}
100	85	83	80	287.91	210.17
1	0.85	0.83	0.8	-	-

Calcul d'armature

$$M_{max} = \frac{q_u \cdot l^2}{2}$$

La condition de non-fragilité peut être exprimée comme suit :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tab. 6.8 : calcul des ferrailage

Mmax	μ	α	β_u	Ascal	Asmin	As	choix	As adop
92,13	0,0094	0,01185	0,0094	3,20	10,02	10,02	5T16	10,05

La vérification de l'effort tranchant peut être effectuée comme suit :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Où T_u est calculé comme suit :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

Avec $q_u = 287.91 \text{ KN/m}^2$ et $l = 0.8 \text{ m}$, ce qui donne $T_u = 115.16 \text{ KN}$.
Ensuite, τ est calculé comme :

$$\tau = \frac{115.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.83} = 0.14 \text{ MPa}$$

Puisque τ est inférieur à $\bar{\tau}$, la condition de vérification est satisfaite.

6.3.14 ferrailage de radier

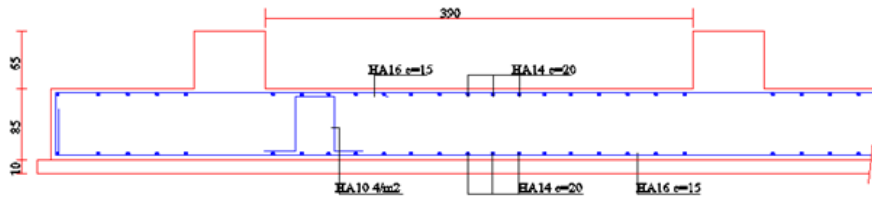


Fig. 6.5 : ferrailage du radier dans le sens XX

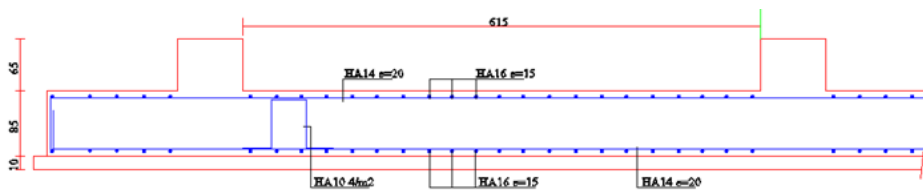


Fig. 6.6 : ferrailage du radier dans le sens YY

6.4 Étude des nervure

Définition

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

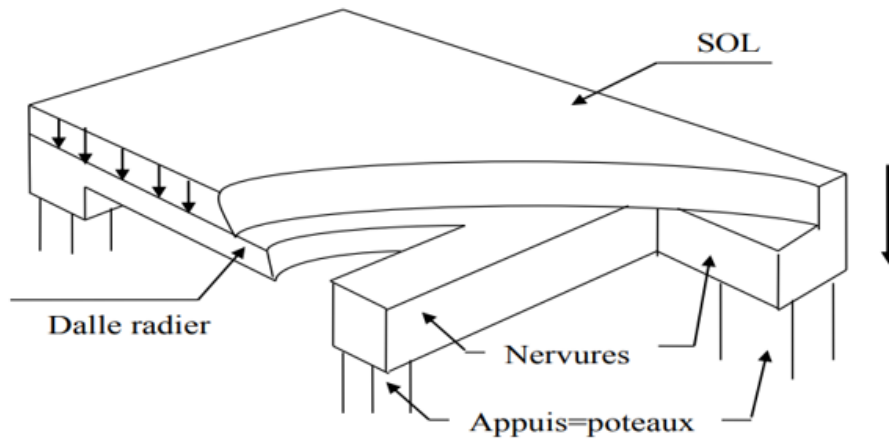


Fig. 6.7 : La poutre nervure dans l'infrastructure.

charges triangulaires :

$$P_{triangulaire} = \frac{1}{3} \times q \times L \quad (6.8)$$

p1=charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge triangulaire.

charges trapézoïdales

$$P_{trapze} = \frac{(q * L)}{2} * (1 - \frac{\rho^2}{3}) \quad (6.9)$$

p2=charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge trapézoïdale.

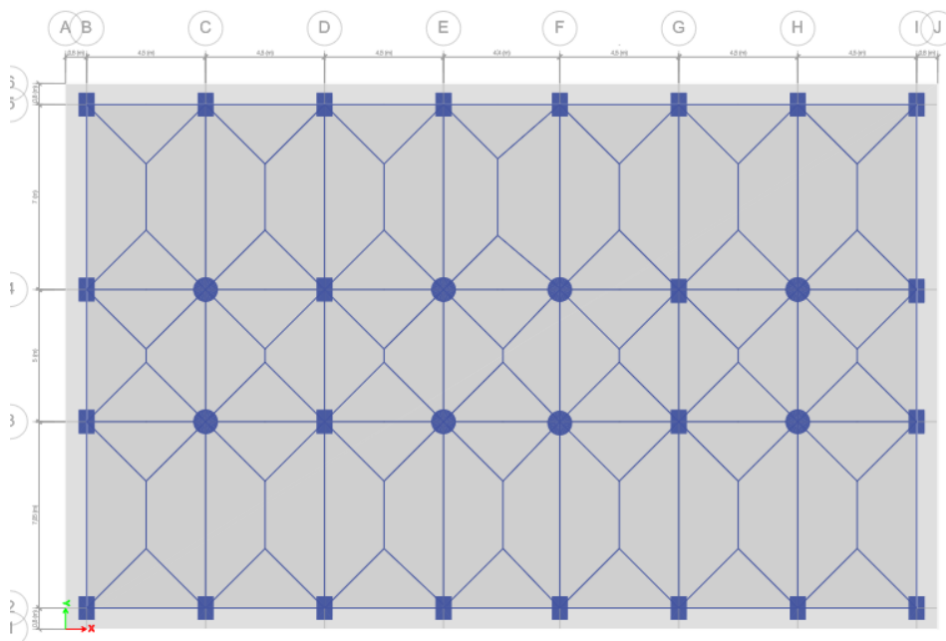


Fig. 6.8 : la subdivision des charges suivant les lignes de ruptures

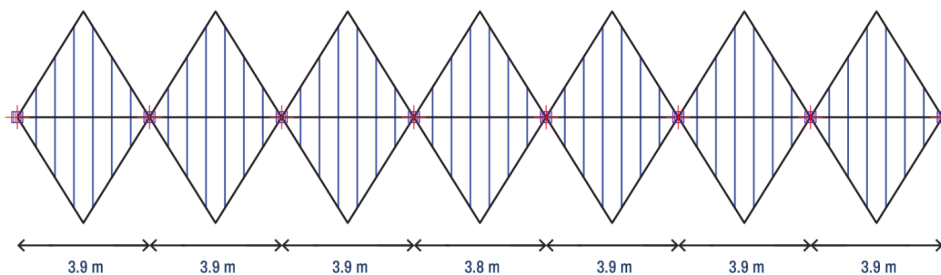


Fig. 6.9 : Charges revenant aux nervures sens XX

Sens XX
ELU

Tab. 6.9 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens XX

Travee	q_u	L	p_{tria}	p_{tot}
A-B	287.91	3.9	374.3	748.6
B-C	287.91	3.9	374.3	748.6
C-D	287.91	3.9	374.3	748.6
D-E	287.91	3.9	374.3	748.6
E-F	287.91	3.9	374.3	748.6
F-G	287.91	3.9	374.3	748.6
			$p_{\text{équivalent}}$	745.88

ELS

Tab. 6.10 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens XX

Travee	q_{ser}	L	p_{tria}	p_{tot}
A-B	210.17	3.9	273.221	546.442
B-C	210.17	3.9	273.221	546.442
C-D	210.17	3.9	273.221	546.442
D-E	210.17	3.9	273.221	546.442
E-F	210.17	3.9	273.221	546.442
F-G	210.17	3.9	273.221	546.442
			$p_{\text{équivalent}}$	544.48

6.4.0.1 sensYY

ELU

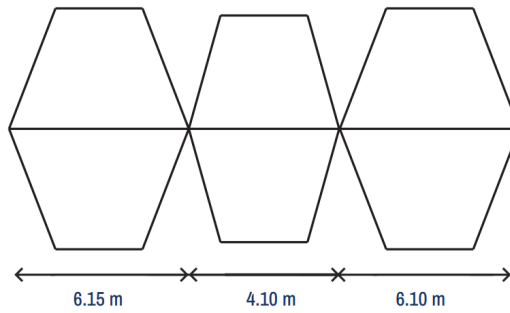


Fig. 6.10 : Charges revenant aux nervures sens YY

Tab. 6.11 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELU sens YY

Travee	q_u	L	ρ_1	ρ_2	p_{tria}	p_{tra}	p_{tot}
A-B	287.91	6.15	0.63	0.63	590.2	766.648	1533.3
B-C	287.91	4.1	0.95	0.95	393.5	412.203	824.4
C-D	287.91	6.1	0.64	0.64	585.4	758.478	1517.0
						$p_{\text{équivalent}}$	1349.43

ELS

Tab. 6.12 : Charges de la nervure la plus sollicitée à L'ELS sens YY

Travee	q	L	ρ_1	ρ_2	p_{tria}	p_{totale}
A-B	210.17	6.15	0.63	0.63	559.6	6883.6
B-C	210.17	4.1	0.95	0.95	300.9	824.4
C-D	210.17	6.1	0.64	0.64	553.7	601.8
					$p_{\text{équivalent}}$	985.08

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.

Moment sur appui

$$M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

$$M_a = 0.15 \cdot M_0$$

$$M_a = \frac{p_w \cdot L_w^3 + p_e \cdot L_e^3}{8.5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

Appui de rive

Appui intermédiaire

Pour la travée de rive :

$$L' = L$$

Pour la travée intermédiaire :

$$L' = 0.8 \times L$$

Sens X-X

$$P_u = 745.88\text{KN}$$

$$P_{ser} = 544.48\text{KN}$$

Tab. 6.13 : Moment sur appui sens XX

	4.5	4.5	4.5	4.1	4.5	4.5	4.5	4.5
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma(ELU)	212.72	1121.14	1528.57	1475.25	1475.25	1528.57	1121.14	212.72
Ma(ELs)	155.28	818.41	1115.83	1076.91	1076.91	1115.83	818.411	155.28

Sens Y-Y

$$P_{Ser} = 985,08\text{KN} \quad p_u = 1349,435\text{KN}$$

$$P_{Ser} = 985,08\text{KN}$$

Tab. 6.14 : Moment sur appui sens YY

Appuis	1	2	3	4
Ma(ELU)	956.98	4510.11	2947.55	956.98
Ma(ELs)	698.59	3292.36	2151.69	698.59

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) :

$$x_0 = \frac{L - V_w}{V_e - V_w} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{P \cdot L} \quad (6.10)$$

$$M_{0x} = \frac{PL}{2}x - \frac{P}{2}x^2 \quad (6.11)$$

$$M_t = M_{0x} + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \quad (6.12)$$

Sens X-X

$$P_u = 745,88 \text{ KN}; P_{ser} = 544,48 \text{ KN}$$

Tab. 6.15 : Moment sur travée sens XX

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
X0(ELU)	1.64	1.8	2.0	1.90	1.93	2.09	2.26
M0(ELU)	1381.73	1410.79	1417.98	1346.31	1417.98	1410.79	1381.7
Mt(ELU)	787.55	100.57	-83.68	-128.94	-83.68	100.57	642.07
X0(ELs)	1.64	1.81	1.97	1.9	1.93	2.09	2.26
M0(ELs)	1008.64	1029.85	1035.10	1034.51	1035.10	1029.85	1008.64
Mt(ELs)	151.34	-404.53	-583.50	-559.65	-573.77	-478.50	-519.75

Sens Y-Y

pu = 1349,435KN; Pser = 985,08 KN

Tab. 6.16 : Moment sur travée sens YY

travée	A-B	B-C	C-D
X0	1.27	2.25	2.33
M0	2258.07	2506.13	2469.09
Mt	139.61	-1103.74	-1108.200119
X0	1.27	2.25	2.33
M0	1648.38	1829.46	1802.42
Mt	101.92	-805.72	-808.98

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 :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \left(\frac{P \cdot L}{2} \right) - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L} \right)$$

$$V_e = V_w + P \cdot L + \sum P_i$$

Sens X-X

Tab. 6.17 : Effort tranchant des nervures des fondations sens XX

Travee	V_w	V_e
A-B	-1687.39	1221.54
B-C	-1558.94	1350.00
C-D	-1440.80	1468.14
D-E	-1417.17	1417.17
E-F	-1468.14	1440.80
F-E	-1350.00	1558.94

Sens Y-Y

Tab. 6.18 : Effort tranchant des nervures des fondations sens YY

Travée	V_w	V_e
A-B	-4727.26	3571.77
B-C	-2385.23	3147.46

Calcul des armatures :

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1.5 = 1.35 \text{ m}$, $b = 0.65 \text{ m}$; $h = 1.5 \text{ m}$.

Tab. 6.19 : calcul des ferrailage

	Sens	Mu	μ	As'	α	β_u	As(cm ²)	Choix	As(adpt)
Travée	X-X	1528.57	0.091	0	0.120	0.096	17.18	7T25	34.36
Sur appuis	X-X	1121.14	0.067	0	0.086	0.069	24.72	9T25	28.27
Travée	Y-Y	2947.55	0.176	0	0.243	0.195	24.32	9T32	72.38
Sur appuis	Y-Y	956.98	0.057	0	0.073	0.059	20.99	7T25	21.99

Sens X-X

Condition de non fragilité :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Appuis :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 65 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 10.60 \text{ cm}^2$$

Sur Travée :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 65 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 10.60 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h$$

En Appuis :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 65 \times 150 = 48.75 \text{ cm}^2$$

Sur Travée :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 65 \times 150 = 48.75 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_s = \max(A_s, A_{S_{\min}}, A_s^{\text{RPA}})$$

En Appuis :

$$A_s = \max(27.47 \text{ cm}^2, 10.60 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 48.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2(5HA25) = 49.09 cm²

En Travée :

$$A_s = \max(34.17 \text{ cm}^2, 10.60 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 48.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2(5HA25) = 49.09 cm²

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :

En Appuis :

-Zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 65 \times 150 = 390 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 390 \text{ cm}^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 65 \times 150 = 585 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 585 \text{ cm}^2$$

Sur Travée :

-Zone courante :

$$A_s^{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 65 \times 150 = 390 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 390 \text{ cm}^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_s^{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 70 = 585 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \text{ cm}^2 \leq A_s^{\max} = 585 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{150}{35}, \frac{65}{10}, \phi_t \right)$$

$$\phi_t = \min(42.8 \text{ mm}, 65 \text{ mm}, 25 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 135, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(121.5 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/2003 : l'espacement minimal des cadres en :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{150}{4}, 12\phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min(37.5 \text{ cm}, 12\phi_l)$$

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

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

-En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$

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

Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi_l$$

$$L = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

-Zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2$$

-En dehors de la zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 65 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

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

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1558.94 \times 10^{-3}}{0.65 \times 1.35} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

sens Y-Y :

Condition de non fragilité :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Appuis :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 65 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 10.60 \text{ cm}^2$$

Sur Travée :

$$A_{S_{\min}} = 0.23 \times 65 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 10.60 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h$$

En Appuis :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 65 \times 150 = 48.75 \text{ cm}^2$$

Sur Travée :

$$A_s^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 65 \times 150 = 48.75 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_s = \max(A_s, A_{S_{\min}}, A_s^{\text{RPA}})$$

En Travée :

$$A_s = \max(69.50 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2) = 69.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : (9HA32) = 72.38 cm²

Sur Appuis :

$$A_s = \max(20.99 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2, 48.75 \text{ cm}^2) = 48.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : (2 × 5HA25) = 49.09 cm²

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) : En Appuis : -Zone courante :

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 65 \times 150 = 390 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \leq A_{s_{\max}} = 390 \text{ cm}^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_{s_{\max}} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 65 \times 150 = 585 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 49.09 \leq A_{s_{\max}} = 585 \text{ cm}^2$$

Sur Travée : -Zone courante :

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 65 \times 150 = 390 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 72.38 \leq A_{s_{\max}} = 390 \text{ cm}^2$$

-Zone de recouvrement :

$$A_{s_{\max}} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 70 = 585 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 72.38 \leq A_{s_{\max}} = 585 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{150}{35}, \frac{65}{10}, \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min(4.28 \text{ mm}; 6.5 \text{ mm}; \phi_t) = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement : D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 135, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(121.5 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

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

D'après le RPA99/2003 : l'espacement minimal des cadres en : -Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{150}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(37.5 \text{ cm}, 12\phi_l)$$

-En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$

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

Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi_l$$

$$L = 40 \times 3.2 = 128 \text{ cm}$$

Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

-Zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times 10 \times 65$$

$$A_t = 1.95 \text{ cm}^2$$

-En dehors de la zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times 20 \times 50$$

$$A_t = 3.9 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA12 = 4.52 cm²

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

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{3571.77 \times 10^{-3}}{0.56 \times 1.35} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CNV}$$

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 :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right] = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Il faut vérifier ce qui suit :

Pour le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} \tag{6.13}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\} = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y)$$

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Donc :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30 \times (d \times A_s) = 0$$

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 :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$; \sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_{ser})$$

Tab. 6.20 : verification des contraintes

-	Sens	M_{ser}	Y	I	K	σ_{bc}	Obs	$\bar{\sigma}_s$	σ_s	Obs
Travée	XX	1115.83	0.3902	0.06035	18.489	7.21	CV	201.63	266.2	CNV
Appuis	XX	818.41	0.3595	0.05167	15.839	5.69	CV	201.63	235.3	CNV
Travée	YY	3292.36	0.5250	0.10525	31.282	16.42	CNV	201.63	387.1	CNV
Appuis	YY	698.59	0.3229	0.04209	16.597	5.36	CV	201.63	255.7	CNV

Tab. 6.21 : Les armatures à l'ELS dans les deux sens

	Sens	μ_{ser}	λ	ϕ	α	$\bar{\sigma}_{bc}$	A_s	CHOIX	A_s adopt
Travée	XX	0.140	1.140	34.76	0.33	6.62	47.54	2(5T25)	49.08
Travée	XX	0.103	1.103	29.91	0.187	3.09	12.58	2(6T12)	13.58
Appuis	YY	0.414	1.414	53.33	0.53	15.00	172.1		
Appuis	YY	0.088	1.088	28.51	0.269	4.95	28.95	2(5T20)	31.42

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

$$A_p = 3 \times 1.60 = 4.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.76 cm²/face

6.4.1 ferrailage de nervure

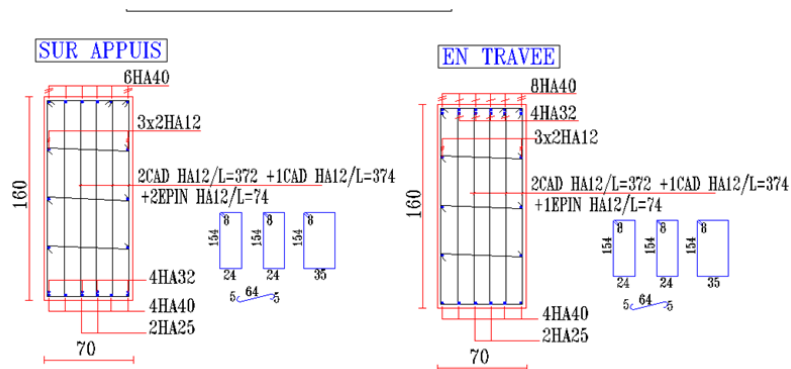


Fig. 6.11 : ferrailage des nervurer

6.5 Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et à les transmettre aux poteaux avant.

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.5.1 Pré-dimensionnement

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm

La hauteur du voile périphérique : $h = 3.6$ m

6.5.2 Caractéristiques géotechniques du sol

c : Cohésion

$$c = 0.17 \text{ bar}$$

γ_d : Poids spécifique du remblai

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$$

ϕ : Angle de frottement interne du remblai

$$\phi = 35^\circ$$

K_a : Coefficient des poussées des terres actives

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin(35^\circ)}{1 + \sin(35^\circ)} = 0.27$$

Une autre formule selon Rankine :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.27$$

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) :

$$F = \frac{18 \cdot 3.6 \cdot 0.27}{2 \cdot \cos^2(0)} = 31.49 \text{ KN}$$

6.5.3 Ferrailage

Le voile est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis. Les caractéristiques du plus grand panneau sont :

$$L_x = 3.6 \text{ m}, \quad L_y = 6.15 \text{ m}, \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$d = e \times 0.9 = 20 \times 0.9 = 0.18 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.6}{6.15} = 0.59$$

La dalle porte sur les deux sens :

sens X-X

Pour ELS : $\nu = 0.2$

$$\mu_x = 0.0825$$

$$\mu_y = 0.292$$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0873 \times 31.49 \times 3.6^2 = 35.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 35.63 \times 0.292 = 16.57 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75 \times M = 26.72 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_a = 0.5 \times M = 17.82 \text{ KN.m}$

Pour ELU :

$$\nu = 0, \mu_x = 0.0825, \mu_y = 0.292$$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0825 \times 31.49 \times 1.722 = 33.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 33.67 \times 0.292 = 9.83 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75 \times M = 25.25 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_a = 0.5 \times M = 16.84 \text{ KN.m}$

sens Y-Y

Pour ELS : $\nu = 0.2$

$$\mu_x = 0.0825$$

$$\mu_y = 0.292$$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0873 \times 31.49 \times 3.6^2 = 35.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 35.63 \times 0.292 = 16.57 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75 \times M = 12.43 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_a = 0.5 \times M = 8.28 \text{ KN.m}$

Pour ELU :

$$\nu = 0, \mu_x = 0.0825, \mu_y = 0.292$$

$$M_x = \mu_x \times F \times L_x^2 = 0.0825 \times 31.49 \times 1.722 = 33.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 33.67 \times 0.292 = 9.83 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.75 \times M = 7.37 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_a = 0.5 \times M = 4.32 \text{ KN.m}$

Tab. 6.22 : calcul des ferrailage

-	Sens	μ	α	β	A_s	$A_{s,min}^{RPA}$	$A_{s,min}$	$A_{s,adopt}$	Choix
Travée	X-X	0.0550	0.0708	0.0566	4.15	2	$A_{s,min} \times$	4.52	4T12
Travée	Y-Y	0.0161	0.0202	0.0162	1.19	2	1.93	2.01	4T8
Appuis	X-X	0.0367	0.0467	0.0374	2.74	2	$A_{s,min}^y$	4.52	4T12
Appuis	Y-Y	0.0107	0.0135	0.0108	0.79	2	1.6	2.01	4T8

Condition de non-fragilité :

$$A_{s,\min x} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.95}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.93 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0.1\% \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min y} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

En travée :

$$A_s = \max\{4.52 \text{ cm}^2; 1.93 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2\} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max\{4.52 \text{ cm}^2; 1.93 \text{ cm}^2; 1.6 \text{ cm}^2\} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm²

Espacement :

Sens X :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 20; 33 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$$

Sens Y :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 20; 33 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{4h; 40 \text{ cm}\} \quad \text{et} \quad S_t \leq \min\{4 \times 20; 40 \text{ cm}\}$$

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

Sens Y

$$S_t \leq \min\{4h; 40 \text{ cm}\} \quad \text{et} \quad S_t \leq \min\{4 \times 20; 40 \text{ cm}\}$$

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

Vérification de l'effort tranchant :

6.5.4 Calcul les effort tranchant

Sens X :

$$T_x = \frac{F \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{31.49 \times 3.6 \times 6.15}{2 \times 3.6 + 6.15} = 37.79 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$T_y = \frac{F \times L_y}{3} = \frac{31.49 \times 6.15}{3} = 64.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{64.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{F_{c28}}{\lambda_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Vérification à L'ELS

Tab. 6.23 : verification des contraintes

-	Sens	M_{ser}	Y	I	K	$\bar{\tau}_u$	Obs	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Travée	XX	26.72	0.0686	0.0004	72.319	4.96	CV	120.9	CV
Travée	YY	12.43	0.06858	0.00037	33.628	2.31	CV	56.20	CV
Appuis	XX	17.82	0.06858	0.00037	48.213	3.31	CV	80.58	CV
Appuis	YY	8.28	0.06858	0.00037	22.419	1.54	CV	37.47	CV

Vérification de la flèche (CBA93 B.7.5)

Tab. 6.24 : verification de la flèche

	$\frac{A_s}{bd}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{2}{f_e}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_{tser}}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M}$
Sens XX	0.008	0.005	CV	0.2	0.075	CV
Sens YY	0.008	0.005	CV	0.2	0.075	CV

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

6.5.5 ferrailage de voile périphérique

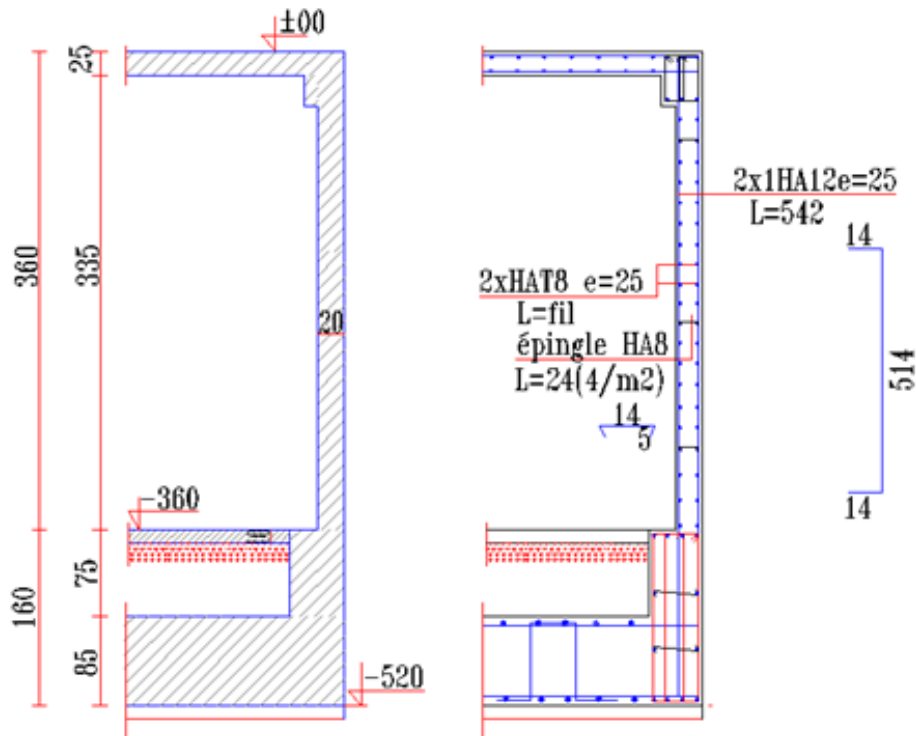


Fig. 6.12 : ferrailage de voile périphérique

Chapitre 7

Conclusion

Le domaine du génie civil sera toujours axé sur la réponse aux besoins de la vie contemporaine. Ce projet de fin d'étude nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques employées dans les bâtiments, en utilisant les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

L'analyse que nous avons réalisée nous a permis de mettre en relation les connaissances acquises lors de notre cursus pédagogique et de les appliquer pratiquement, ce qui a un impact significatif sur la réalisation des structures qui vont au-delà du simple calcul du ferrailage et adoptent des approches telles que :

Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de la sécurité et l'économie.

La conception.

La forme des éléments et manier dont ils résorbent les sollicitations.

Le logiciel ETABS a été utilisée afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain, d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le délai d'exécution.

Finalement, nous souhaitons que cette étude serve de référence et fournisse un autant que possible d'informations de futures étudiantes de leurs projets.

Annexes

.1 Sections réelles d'armatures

Fig. 1 : 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	56.50	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

.2 Abaque de calcul les dalles rectangulaires(Abaque de Pigeaud) :

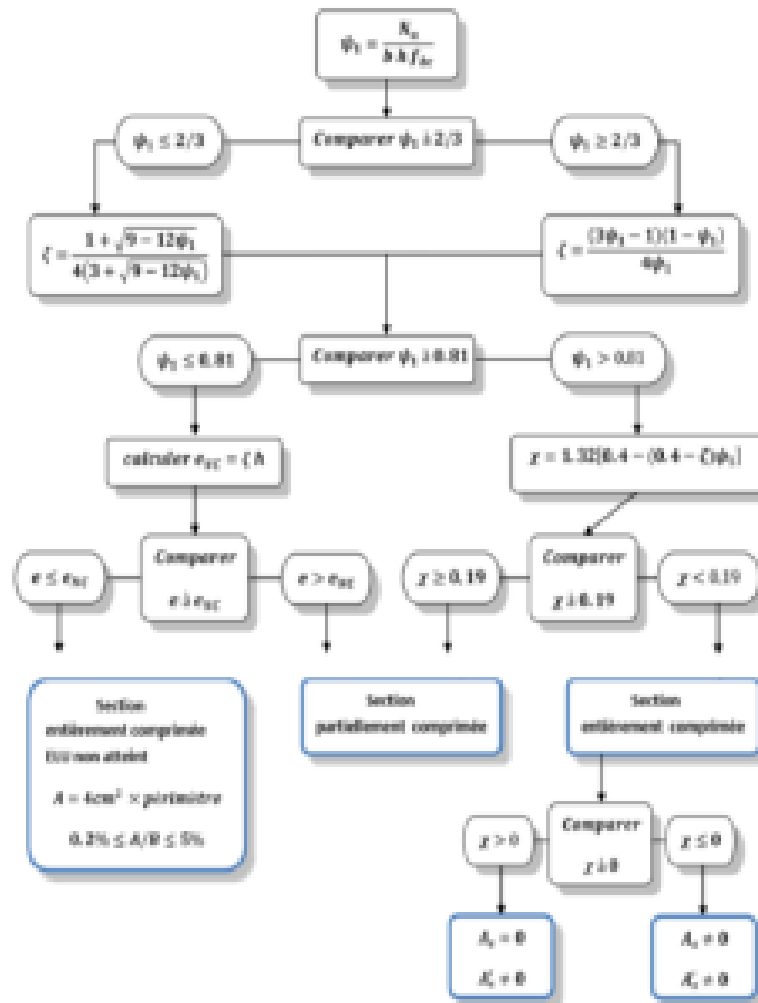
Fig. 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1119	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3852
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4458
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6068
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6198
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7656
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8648
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

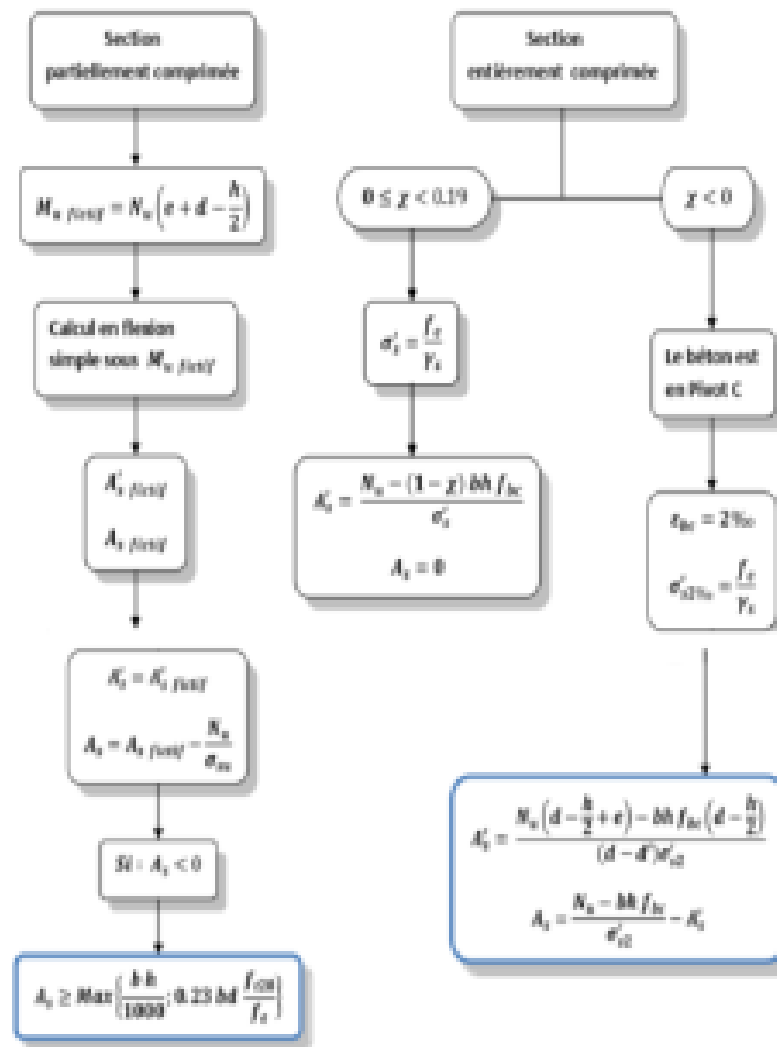
Fig. 2 : Dalle rectangulaires uniformément chargées articulée sur leur contour

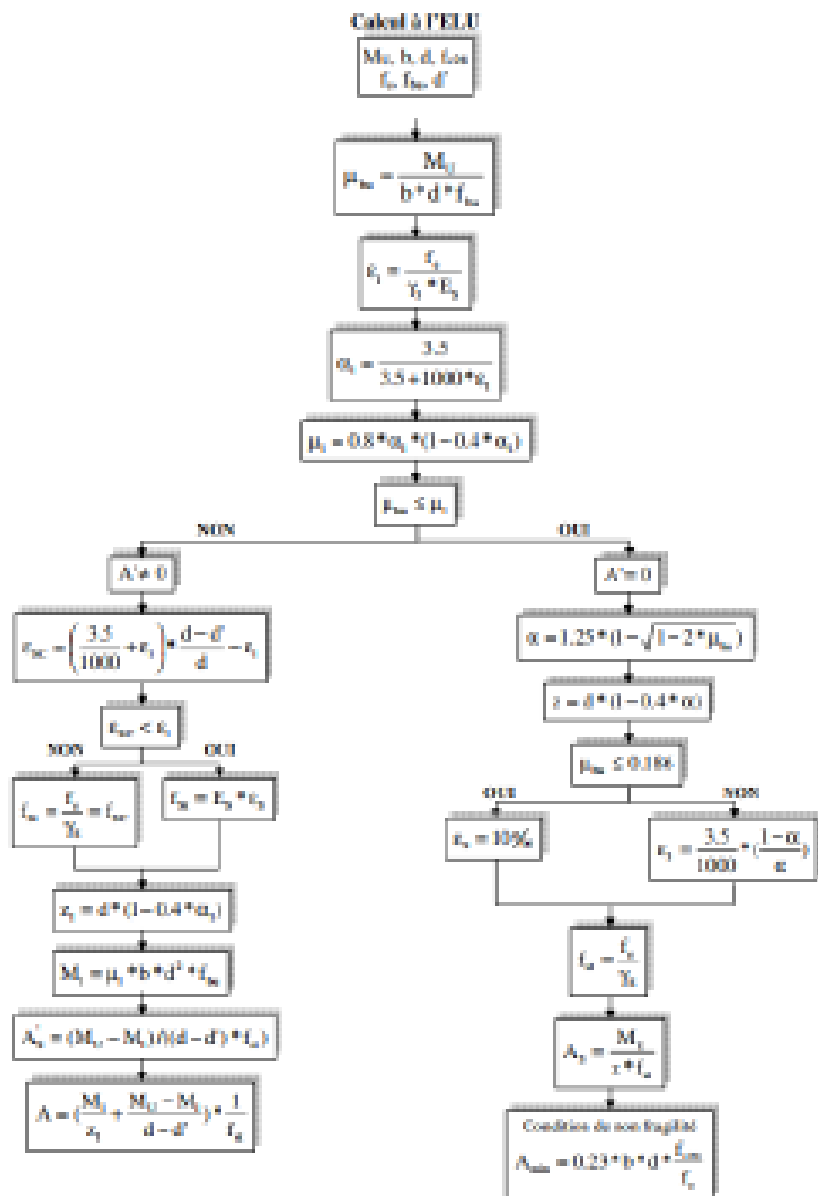
.3 Organigramme de calcul flexion composée

Fig. 3



.4 Organigramme de calcul flexion composée





.6 plan de 1 étage

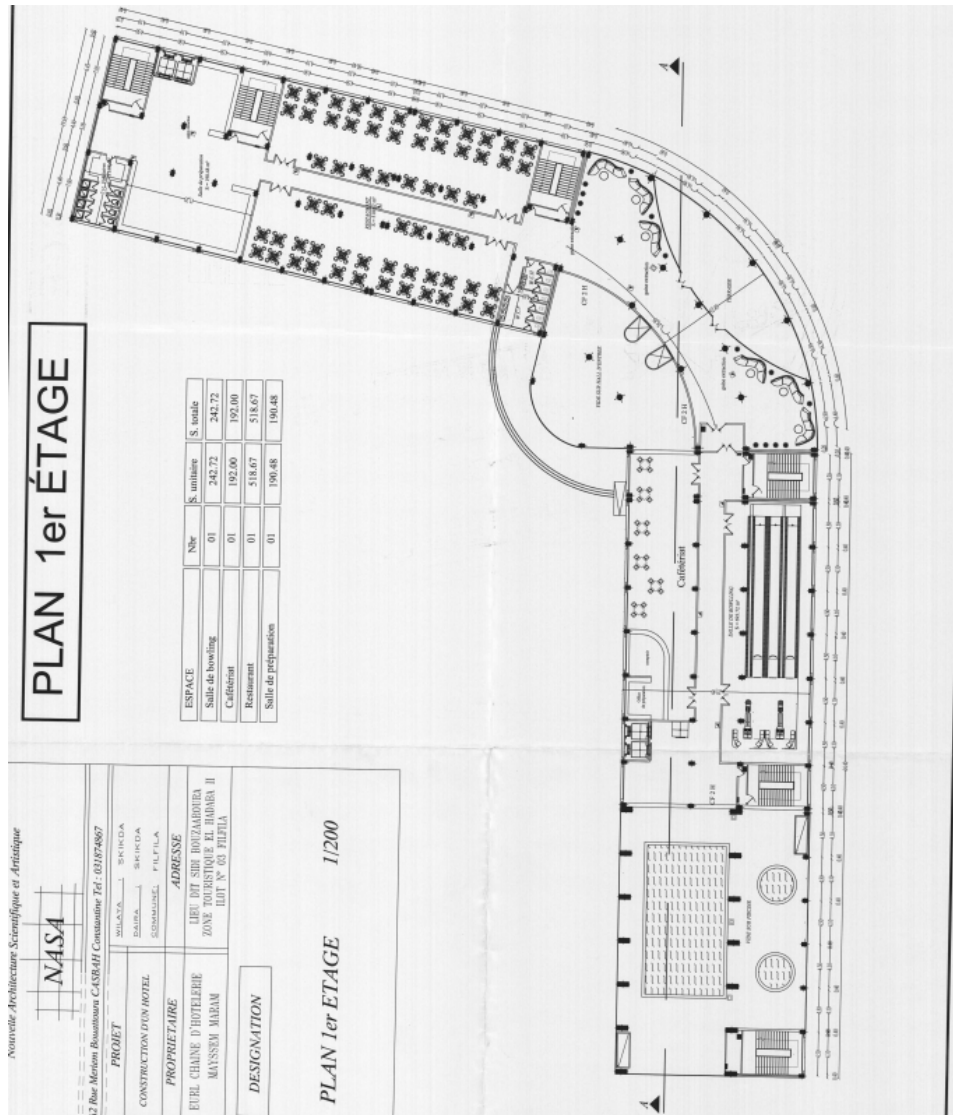


Fig. 5 : plan de 1 étage

Bibliographique

LES REGLEMENTS :

- ✓ RPA99V2003 : Règlement Parasismique Algérienne.
- ✓ DTRB.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé.
- ✓ BAEL91 : Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limite.

LES MEMOIRES DE FIN D'ETUDE :

- ✓ Study of building with base+five story Analyse with real accelerograph(Earthquake of El Harrouch SKIKDA2020)
- ✓ Etude d'un Batiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs.
 - ✓ Etude d'un hotel en béton armé (R+8 et R+2).
- ✓ Etude d'un batiment (2ss+RDC+9) en BA, Application de la méthode dynamique temporelle en considérant le séisme de boumerdés
- ✓ Etude d'un batiment béton armé (deux Sous -sol ,RDC+10 étages A usage d 'habitation)

Cours :

- ✓ Cours Béton Armé Dr.S BOUZIANE
- ✓ Cours Génie Parasismique Pr.H BOUZRED
- ✓ Cours structure en béton armé Pr D MENDJEL
- ✓ cours structure en béton armé 2 Pr R DJEBIEN

LES livres :

- ✓ JEAN ROUX JEAN Perchât. Pratique du BAEL91. Cours avec exercices corrigés.