

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université 20 août 1955 SKIKDA

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

Spécialité

Génie civil

Option

Structures

Réalisé par

BAKOUCHE WISSAL

BITAL WIAM

Thème

Etude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage multiple (d'habitation, commercial et service) contreventé par un système voiles Portique

Soutenu le : 27/06/2024

Devant le jury de soutenance composé de :

Mr : REMECHE Abdelkrim	Univ. Skikda	Encadreur
Mr: BOUZRED HAMOUDI	Univ. Skikda	Président
Mr : DJEBIEN Rachid	Univ. Skikda	Examineur

Année universitaire : 2023-2024

Remerciement

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait jamais aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de mon encadreur Mr. Remmache Abdelkrim, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience et sa disponibilité durant ma préparation de ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous mes professeurs pour sa générosité et la grande patience dont ils sont faits preuve malgré leurs charges académiques et professionnelle.

Dédicace :

Je vois que mon parcours académique est déjà terminé, après des années de fatigue et d'épreuves au nom du rêve et de la connaissance, et me voici aujourd'hui sur le seuil de mon diplôme, je récolte les fruits de mon travail et lève mon chapeau avec fierté.

A la prunelle des yeux, à la source de leur tendresse ils m'ont tout appris : à mes chers parents

A ceux qui n'ont de vie que dans leur ombre, et de bonheur dans leur ombre : A mes frères et sœurs

A mon ami WISSAL et mon compagnon dans ce travail, qui a fait preuve de fraternité et s'est distingué par sa loyauté et son don.

Aussi, par loyauté, appréciation et reconnaissance à la gratitude, j'adresse mes sincères remerciements au professeur REMMACHE ABD EL KARIM qui a fait beaucoup d'efforts pour nous aider.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents pour leur grand amour leur soutien et sacrifice indéfectibles.

A ma grand-mère décédée il Ya quelque jours, A toute la famille BAKOUCHE qui m'a soutenu depuis le début.

À mes amis wiam moufida, wissem , romaissa, rana, asma, aya, ikram et chaima.

Aussi, par loyauté, appréciation et reconnaissance à la gratitude, j'adresse mes sincères remerciements au professeur REMMACHE ABD EL KARIM qui a fait beaucoup d'efforts pour nous aider.

SOMMAIRE

I.1.Introduction	1
I.2.Description de l'ouvrage :	1
I.2.1.Règlement normes et logiciels utilisés :	1
I.2.2.Caractéristiques géométriques :	2
I.2.3.Caractéristiques géotechniques du site :	2
I.3.Les différents éléments de la structure :	2
I.3.1.La superstructure :	2
I.3.2.L'infrastructure :	4
I.4.Caractéristiques des matériaux :	4
I.4.1.Propriétés mécaniques :	5
I.4.2.Propriété physique :	6
I.5.Les matériaux constitutifs du béton :	6
I.5.1.Le béton :	6
I.5.1.1.Composition du béton :	7
I.5.1.2.Dosage du béton :	7
I.5.1.3.Préparation du béton :	8
I.5.1.4.Béton armée :	9

I.6.Présentation de la méthode de calcul aux états limites :.....	9
I.6.1.Etat limite ultime (ELU) :.....	10
I.6.2.Etat limite de service(ELS) :	10
I.8.Les Actions et les sollicitations :	19
I.8.1.Les Actions (CBA93 Art A.3.1) :.....	19
I.8.1.1.Actions permanentes (G) :.....	19
I.8.1.2.Actions variables (Q) :.....	19
I.8.1.3.Actions accidentelles (F) :	19
I.8.2.Les Sollicitations (CBA93 Art A.3.3) :	19
II.Pré dimensionnement des éléments.....	20
II.1.Introduction	20
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires :.....	20
II.2.1.Les plancher :	20
II.2.2.Les balcons.....	22
II.2.3.L'acrotère :	23
II.2.4.Les poutres :	24
II.2.4.1.Les Poutres principales :	24
II.2.4.2.Les poutres secondaires :.....	25
II.2.5.Les poteaux :	26
II.2.6.Les voiles :	27
II.2.7.Les escaliers :	29

II.2.8.Poutre palier :	31
II.3.Evaluation des charges :	32
II.3.1.Évaluation des charges revenant au plancher terrasse :	33
II.3.2.Évaluation des charges revenant au plancher courent :	33
II.3.3.Évaluation des charges revenant au balcon :	34
II.3.4.Evaluation des charges revenant au mur extérieur :	34
II.3.5.Évaluation des charges revenant au mur intérieur :	35
II.3.6.Evaluation des charges revenant à l'escalier :	36
II.4.Décence des charges :	37
II.4.1.Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :	38
II.4.1.1.Poteau central :	38
II.4.1.2.Poteau de rive :	43
II.4.1.3.Poteau d'angle :	47
II.5.La dégression des charges :	48
II.6.Vérification du poteau le plus sollicité :	52
II.6.1.Vérification au flambement :	53
II.1.Condition de la résistance :	53
III.1.Introduction :	56
III.2.Calcul des éléments secondaires	56
III.2.1.L'acrotère :	56
III.2.1.1.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	56

III.2.1.2.Sollicitation :	57
III.2.1.3.Combinaison :	57
III.2.1.4.Calcul du ferrailage :	59
III.2.1.4.1.Armature principale :	59
III.2.1.4.2.Armature de répartition :	60
III.2.1.5.Espacements des armatures :	60
III.2.1.7.Vérification de l'effort tranchant : selon le BAEL :	62
III.2.2.Les Balcons :	62
III.2.2.1.Combinaison des charges :	63
III.2.2.2.Calcul des moments fléchissant :	63
III.2.2.3.Effort tranchant :	64
III.2.2.4.Calcul le Ferrailage :	64
III.2.2.4.1.Armature longitudinal :	64
III.2.2.4.2.Vérification de la Condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL91) :	64
III.2.2.4.3.Armatures de répartition :	64
III.2.2.5.Vérification au cisaillement BAEL91 .A.5.1.21 :	65
III.2.2.6.Vérification a l'ELS :	65
III.2.2.7.Vérification des contraintes :	66
III.2.2.8.Vérification de la flèche BAEL91(ArtB.7.5.1) :	66
III.2.2.9.Schéma de ferrailage du balcon :	67
III.3.Planchers à corps creux :	67

III.3.1.Introduction :	67
III.3.2.Définition d'un plancher :	67
III.3.3.Justification du choix de type de planchers :	68
III.3.4.Méthode de calcul :	68
III.3.5.Méthode forfaitaire :	68
III.3.5.1.Calcul des chargements :	70
III.3.5.1.1.Terrasse inaccessible :	70
III.3.5.1.2.Plancher étage courant :	84
III.3.5.1.3.RDC et sous-sol :	97
III.3.6.Ferraillage :	108
III.3.6.1.Condition de non fragilité :	110
III.3.6.2.Calcul des armatures transversales et de l'espacement :	111
I.4.8.Vérification de l'effort tranchant :	111
III.3.8.Vérification à L'ELS :	112
III.3.9.Calcul de la flèche : (Article B 6.5.2 BAEL 91)	113
Ferraillages des poutrelles :	115
Ferraillage de la dalle de compression :	115
III.4.Calcul les escaliers	116
III.4.1.Introduction :	116
III.4.2.Hypothèses de calcul :	117
III.4.3.Combinaison des charges :	118

III.4.3.Calcul des moments :	119
III.4.4.Calcul de ferrailages :	120
III.4.5.Vérification de l'effort tranchant : BAEL (art 5-1) :	122
III.4.6.Vérification à L'ELS :	122
III.4.7.Vérification de la flèche :	123
III.4.8.Calcul de la flèche : (Article B 6.5.2 BAEL 91)	123
III.1.9.Schéma de ferrailage:	124
III.5.Poutre palier :	124
III.5.1.Combinaison des charges :	126
III.5.2.Calcul les sollicitations de la poutre palière :	126
III.5.3.Ferrailage de poutre palier :	127
IV.6.Introduction :	132
IV.2.Objectif de l'étude dynamique :	132
IV.3.Modélisation de la structure :	132
IV.3.1.Logiciel de modélisation :	132
IV.3.2.Méthodes de calcul :	133
IV.3.3.Choix de la méthode de calcul :	134
IV.3.4.Classification de l'ouvrage selon RPA99/V2003 :	135
IV.3.5.Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :	137
IV.3.6.Caractéristique géométrique et massique de la structure :	138
IV.3.7.Principes des Dispositions des voiles :	142

IV.3.8.Spectre de réponse de calcul :.....	146
IV.3.9Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :	151
IV.3.9.1.Vérification de comportement pour les trois premiers modes :.....	151
IV.3.9.2.Vérification de la participation massique :	155
IV.3.9.3.Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3) : 156	
IV.3.9.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....	157
IV.3.9.5.Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99/Version2003 Art 4.4.1) : 162	
IV.3.9.6.Vérification de déplacement de chaque niveau :	165
IV.3.9.7.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	166
Etude les Eléments Structuraux	170
V.2.Introduction :.....	170
V.3.Le rôle des poutres :	170
V.4.Le rôle des poteaux :	171
V.5.Ferraillage des poutres principales :.....	172
V.5.1.Sollicitations de calcul :	173
V.5.2.Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :.....	179
V.5.4.Vérification de la flèche :.....	180
V.5.5.Schéma de ferraillage :.....	181
V.6.Ferraillage poutre secondaire :	181
V.6.Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :.....	187

V.7.Vérification a l'ELS :.....	188
V.8.Vérification de la flèche :.....	188
V.9.Schéma de ferrailage :.....	189
V.7.Les poteaux :	189
V.7.1.Introduction.....	189
V.7.2.Combinaison de calcul :	189
V.7.3.Ferrailage des poteaux :	190
V.7.4.Exemple d'application :	195
V.7.5.Vérifications.....	204
V.7.6.Vérification de l'effort tranchant : (CBA93)	206
V.7.7.Vérification de sollicitations tangentes « R.P. A99/V2003 Art 7.4.3.2»:.....	206
V.7.8.Vérification à E.L.S :	207
V.7.9.Schéma de ferrailage :.....	207
V.8.Calcul les voiles	208
V.8.1.Introduction :.....	208
V.8.2.Choix d'armatures :.....	211
V.8.3.Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :.....	212
V.8.4.Schéma de ferrailage :.....	213
Chapitre VI.....	214
Etude de l'infrastructure.....	214
Etude de l'infrastructure.....	215

VI.2.Introduction :	215
VI.3.Classification de fondations :	215
VI.4.Rôle de fondations :	215
VI.5.Les caractéristiques mécaniques du sol :	215
VI.6.Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire :	216
VI.7.Le calcul du radier :	217
VI.7.1.Pré dimensionnement de la dalle du radier :	218
VI.7.2.Pré-dimensionnement de la nervure :	219
VI.7.3.Calcul du débordement :	221
VI.7.4.Vérification au poinçonnement (CBA93 A.5.2.4.2) :	222
VI.7.5.Vérification de non soulèvement (effet de sous pression) :	222
VI.7.5.Caractéristiques géométriques du radier :	223
VI.7.6.JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES FONDATIONS (A.5.7 RPA99/2003) :	226
VI.7.7.Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :	227
VI.7.8.Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$:	228
VI.7.9.Ferraillage du radier :	229
VI.7.10.1.Méthode de calcul :	229
VI.7.10.2.Évaluation des charges :	231
VI.7.10.3.Calcul les sollicitations d'armatures :	232
VI.7.10.4.Calcul des armatures :	233
VI.7.10.5.Vérification à L'ELS :	237

VI.7.11.Redimensionnement :	238
VI.7.12.Schéma de ferrailage :	239
VI.8.Étude du débord du radier :	241
VI.8.1.Calcul d'armature :	241
VI.8.2.Vérification de l'effort tranchant :	243
VI.8.3.Schéma de ferrailage :	243
VI.9.Étude du voile de Soutènement :	244
VI.9.1.Pré-dimensionnement :	244
VI.9.2.Caractéristiques géotechnique du sol :	244
VI.9.4.Calcul le ferrailage :	248
VI.9.5.Vérification de l'effort tranchant :	249
VI.9.6.Vérification à L'ELS :	249
VI.9.7.Vérification des contraintes :	250
VI.9.8.Vérification de la flèche (CBA93 B.7.5) :	250
VI.9.10.Schéma de ferrailage :	251
VI.10.Etude des nervures	251
VI.10.1.Sollicitations des nervures :	251
VI.10.2.Calcul des armatures :	252
VI.10.Vérification à l'ELU :	253
VI.10.4.Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :	256
VI.10.5.Vérification à ELS :	256

VI.10.5.1.Pour le béton	256
VI.10.5.2.Pour l'acier.....	257
VI.10.6.Redimensionnement à L'ELS	258
VI.10.7.Schéma de ferrailage :	259
VI.11.1.Calcul des longrines :	259
VI.11.1.Rôle des longrines :	259
VI.11.2.Dimensionnement	259
VI.11.3.Sollicitation de calcul :	259
Les Armatures transversal :	261
VI.11.4.Schéma de ferrailage :	261
VI.12.La dalle flottante :	261
VI.12.1.Introduction :	261
VI.12.2.Mise en œuvre :	262
VI.12.3.Préparation du sol :	262
VI.12.5.Mise en place de terre pleine :	262
VI.12.6.Exécution de dallage :	262

Liste des figures

Figure 1: diagramme des contrainte de compression, déformation à l'ELU	13	
Figure 2: diagramme de calcul-déformation du béton à l'ELS	14	
Figure 3: diagramme déformation-contrainte d'acier.....	16	
Figure 4: les trois pivots.....	18	
Figure 5: coup transversale d'un plancher corps creux	20	
Figure 6: les démentions de l'acrotère.....	23	
Figure 7: section de la poutre principale.....	24	
Figure 8: section de la poutre secondaire.....	25	
Figure 9: Coupe de voile en élévation	28	
Figure 10: schéma d'un escalier	29	
Figure 11: coup vertical de la dalle pleine	34	
Figure 12: mur extérieur	34	
Figure 13: mur intérieur	35	
Figure 14: Poteau central	38	
Figure 15: Poteau de rive	43	
Figure 16: Poteau d'angle	48	
Figure 17: ferrailage de l'acrotère	Coupe A-A	62
Figure 18 : ferrailage des balcons	67	
Figure 19: plancher corps creux.....	68	
Figure 20: diagramme des moments A L'ELU	74	

Figure 21: diagrammes des moments A L'ELS	79
Figure 22: Diagramme l'effort tranchant.	83
Figure 23: diagramme des moments A l'ELU	88
Figure 24: diagramme du moment A L'ELS.....	92
Figure 25: diagramme de l'effort tranchant.....	97
Figure 26 : diagramme des moments étage RDC	101
Figure 27: Diagramme des moments A L'ELS	105
Figure 28:diagramme des l'effort tranchet	108
Figure 29: section transversal et rectangulaire de poutrelle en travée	109
Figure 30: les escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 31: schéma statique de l'escalier	117
Figure 32 : charge équivalent a L'ELU	119
Figure 33: charge équivalent a L'ELS.....	119
Figure 34: Les sollicitations d'escalier	120
Figure 35: ferrailage d'escalier.....	124
Figure 36: robot structural analysis.....	133
Figure 37: classification de la zone sismique	135
Figure 38:Excentricité théorique.....	142
Figure 39: Distance entre les éléments de contreventement.....	143
Figure 40:La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution.....	144
Figure 41:Disposition dysémitrique des voiles à éviter	144

Figure 42: disposition des voiles.....	145
Figure 43: organigramme de justification de coefficient R	147
Figure 45: diagrammes des moments flichissant à ELS	173
Figure 46: diagrammes des moments fléchissant à ELA.....	174
Figure 47:ferraillage de poutre principale.....	181
Figure 48: sollicitation de calcul des poutres secondaire.....	182
Figure 49:Ferraillage des poutres scondaires.....	189
Figure 50: organigramme de justification l'état de contrainte des section soumise à la flexion composée	193
Figure 51: Organigramme de calcul d'armatures selon l'état de contrainte	194
Figure 52 : ferraillage des poteaux50*55.....	207
Figure 53:Position des voils.....	208
Figure 54:Diagramme des contraintes	209
Figure 55:Schéma des ferraillages de voile	213
Figure 56: Radier général.....	217
Figure 57: la dalle du radier et la nervure	219
Figure 58: dispositions forfaitaires	230
Figure 59: numérotage des panneaux	231
Figure 60: le choix du panneau.....	232
Figure 61: schéma statique de débord.....	241
Figure 62: ferraillage de débord.....	244
Figure 63: sollicitation des nervures A L'ELU	252

Figure 64: Sollicitation des nervures A L'ELS	252
Figure 65: ferrailage des nervures	259
Figure 66: ferrailage des longrines	261
Figure 67:La dalle flottante.....	263

Liste des tableaux

Table 1: valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	15
Table 2: centre de masse	139
Table 3: centre de torsion.....	139
Table 4: excentricité statique et accidentelle	140
Table 5: excentricité retenue	141
Table 6: valeurs de T1 et T2 (tableau 4.7 RPA)	146
Table 7: coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1 RPA).....	147
Table 8: Les charges verticales repris par le système de contreventement.....	148
Table 9: valeur d'amortissement tableau 4.2 RPA.....	149
Table 10: facteur de qualité.....	150
Table 11: comportement les trois premiers modes	152
Table 12: vérification de la participation massique	155
Table 13: vérification de l'effort normal réduit.....	157
Table 1: les données de calcul	172
Table 2: les sollicitations de calcul des poutres principales	173
Table 3: Sollicitation des poutres secondaires.....	181
Table 4: Sollicitation des poteaux 50*55	195
Table 5: Section du ferraillement des poteaux 50*55	204
Table 6: Sollicitation des voiles.....	208

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

β : Coefficient de pondération.

A_s : Section d'armature.

A_t : Section d'armature transversale.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible de traction de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible de sol.

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

N_u : Effort normal aux états limite ultime.

N_{ser} : Effort normal aux états limite service.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres « moment isostatique ».

T_u : Effort tranchant.

E.L.U : Etats limite ultime.

E.L.S : Etats limite service.

T : Période.

S_t : Espacement des armatures transversales.

F : Force concertée.

Δf : Flèche.

$\bar{\Delta f}$: Flèche admissible.

L : Longueur ou Portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_0 : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée.

E_{iv} : Module d'élasticité différée.

E_s : Module de YOUNG de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique a la compression du béton a 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique a la traction du béton a 28 jours.

y : Position de l'axe neutre.

i : Rayon de giration d'une section.

u : Périmètre d'une section.

φ : Diamètre des armatures.

e : Excentricité de l'effort normal, Épaisseur d'une dalle.

e_1 : Excentricité dite du premier ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_2 : Excentricité liés à la déformation de la structure.

B_r : Section réduite.

B : Aire d'une section de béton.

h_e : Hauteur libre d'étage.

n : Nombre de contre marche sur la volée/coefficient d'équivalence Acier-Béton.

R : Coefficient de comportement global.

W : Poids de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

S : Section, surface

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

η : Facteur d'amortissement

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit

Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment à usage multiples, composé d'un Rez de chaussée et 6 étages et sous-sol implanté dans la wilaya de Skikda.

Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment

-La deuxième partie c'est le pré dimensionnement de la structure, Evaluations des charges et enfin la descente des charges.

-L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation).

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91).

Mot clé :

Ferrailage, étude dynamique, Evaluations des charges, RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة لمبنى متعدد الاستخدامات يتكون من طابق أرضي و6 طوابق و قبو يقع في ولاية سكيكدة

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء

الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى

الجزء الثاني هو الأبعاد المسبقة للهيكل وتقييمات الأحمال

الجزء الثاني هو الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة ROBOT

يتضمن الجزء الأخير تسليح مختلف العناصر المقاومة للهيكل (الأعمدة، الروافد، الأساسات)

يتم إجراء جميع الحسابات استنادا على معايير البناء والوثائق التقنية الجزائرية

الكلمات المفتاحية

العناصر المقاومة، الدراسة الديناميكية، تقييمات الأحمال، تسليح

Abstract

This project presents a study of a building for multiple uses, consisting of a ground floor and six floors located and basement in the Wiles of SKIKDA .This study consists of four parts.

The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements.

The second part is the pre-dimensioning of the structure, Evaluations of the loads and finally the descent of the loads.

The dynamic study of the structure was started in the third part by ROBOT in order to determine the different stresses due to the loads.

The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure.

All calculations are made taking into account the regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, BAEL91)

Keywords

Evaluations of the loads, resistant elements, dynamic study

Introduction générale

La construction des ouvrages et des bâtiments pose plusieurs soucis aux ingénieurs car derniers doivent assurer la stabilité et la construction afin d'assurer la sécurité de ses usages. Engineering a été un aspect de la vie depuis de l'existence humaine. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure.

Pour notre projet nous avons procédé un calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un Rez de chaussée et sous-sol plus 6 étages (R+6). Dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le quatrième chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles de contreventements.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ROBOT, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq, et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Et caractéristiques Des matériaux

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage
- La résistance et la stabilité
- Les conditions économiques

I.2 Description de l'ouvrage :

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment comportant un R+6 + sous-sol à usage multiple constitué de :

-Un ré-de chaussée à usage administratif.

-des 1 ères au 5ème étage à usage d'habitation.

-Un sous-sol à usage commercial.

Ce projet est un ouvrage courant implanté à RAMDANE DJAMEL dans la wilaya de SKIKDA, cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

I.2.1 Règlement normes et logiciels utilisés :

Trois règlements sont utilisés pour le calcul et la vérification de l'ouvrage :

1. Le règlement parasismique Algérien « RPA 99/2003 ».
 2. DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
 3. DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
 4. règlement « BAEL91 ».
- logiciel : La modélisation par éléments finis de ce projet en utilisant le logiciel Robot Autodesk version 2021.
 - tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel : AUTOCAD.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan..... 15m
- Longueur en plan 27.80m
- Hauteur du RDC..... 3.74m
- Hauteur d'étage courant..... 3.40m
- Hauteur de sous-sol..... 4.08m
- Hauteur totale..... 24.74m

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du site :

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

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**
- Le site est considéré comme **meuble S3**
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.4$ bars

I.3 Les différents éléments de la structure :

I.3.1 La superstructure :

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus de la terre.

Ossature : Le contreventement de la structure est assuré par **des portiques** et renforcé par **des voiles** exigés par le RPA99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Les poteaux : sont des éléments porteurs verticaux de l'ossature.

Les poutres : ce sont des éléments en béton armé souvent coulés sur place Leur rôle consiste à cheminer les charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le voile : Est un mur en béton armé dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Les planchers : Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm. Ils assurent deux fonctions :

- **Fonction d'isolation** : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les

Différents niveaux.

- **Fonction de résistance mécanique** : le plancher est supposé infiniment rigide dans le plan horizontal. Son rôle est de reprendre puis transmettre les charges verticales aux

Éléments porteurs horizontaux (poutres).

L'acrotère : Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé de 0.6m de hauteur. Il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

Les escaliers : est un ouvrage constitué d'une suite de degrés Horizontaux (marches et paliers) Qui est destinée à assurer l'accès aux différents étages. Notre structure sera munie d'escalier en béton armé.

Les Balcons : sont réalisés en dalle pleine.

Maçonnerie :

On a deux types :

- Les murs extérieurs** : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

-Enduit en ciment de 2cm pour les faces extérieures.

-Enduit en plâtre de 2cm pour les murs intérieurs, les plafonds.

-carrelage de 2cm pour les planchers et les balcons et les escaliers.

-Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

-Mortier de pose de 2cm.

Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

La terrasse : Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module

D'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m³** de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à

200kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 5mm) et 1100 à 1200kg de gravillons (Dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2 L'infrastructure :

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations.

Notre structure est composée de :

Fondation :

La fondation est la partie de l'ouvrage qui va assurer la transmission des charges de la superstructure au sol de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. Les calculs seront effectués en se référant aux différentes règles de calcul.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

Un matériau désigne toute matière utilisé pour réaliser un objet au sens large. Ce dernier est souvent une pièce d'un sous-ensemble. C'est donc une matière de base sélectionnée en raison

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

de propriétés particulière et mise en œuvre en vue d'un usage spécifique. la nature chimique, la forme physique (phases en présence, granulométrie et forme des particules), l'état de surface des différentes matières premières, qui sont à la base des matériaux, leur confèrent des propriétés particulières. On distingue ainsi quatre grandes familles de matériaux :

6 grandes catégories de propriétés :

_ Mécaniques

_ Electriques

_ Thermiques

_ Magnétiques

_ Optiques

_ Chimiques

I.4.1 **Propriétés mécaniques** : Elles concernent la déformation d'un matériau soumis à une force

- La résistance : caractérise la contrainte maximale que peut supporter un matériau avant de se rompre.

- La dureté : résistance d'un matériau à la pénétration.

- La ductilité : capacité du matériau à se déformer de manière irréversible avant de rompre.

- La rigidité : fonction de l'intensité des liaisons entre atomes ou molécules (module d'Young)

- La ténacité : capacité d'un matériau à emmagasiner de l'énergie avant sa rupture Les principales sont : Quand un corps est soumis à l'action de forces extérieures des contraintes internes s'établissent Relations entre contraintes et déformations À ces contraintes sont associées des déformations en régime linéaire, la contrainte est proportionnelle à la déformation, le facteur de proportionnalité est par exemple le module d'Young, noté E.

• Contrainte = module d'élasticité* déformation

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.4.2 Propriété physique :

Masse volumique : les matériaux à masse volumique importante sont utilisés à la fabrication de contrepoids (équilibrage), volants d'inertie, etc. Ceux à faible masse volumique sont utilisés dans l'aéronautique, par exemple :

- Coefficient de dilatation : entre en jeu, par exemple pour des matériaux soumis à des écarts de température importants
- chaleur massique : pour les accumulateurs thermiques des habitations :
- point de fusion : matériaux appelés à fondre (fusibles).
- couleur, aspect, forme, état de surface, rugosité.
- surface spécifique ; conductivités thermique et électrique. ;
- porosité, perméabilité.

I.5 Les matériaux constitutifs du béton :

I.5.1 Le béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est

Principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des

Armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

I.5.1.1 Composition du béton :

A/ ciment : Le ciment est un matériau de construction essentiel utilisé pour lier d'autres matériaux et former du béton, qui est largement utilisé dans la construction civile et industrielle. Il est fabriqué en chauffant un mélange de calcaire, d'argile et d'autres substances, telles que du gypse, à des températures élevées dans un four, ce qui produit un produit appelé clinker. Ce clinker est ensuite broyé en une fine poudre, qui, une fois mélangée à de l'eau, forme une pâte qui durcit rapidement, formant ainsi un liant solide et durable.

B/ Les granulats :

Les graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des graviers roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton

Recherché, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 8/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 5

Et 15 mm, pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 8/15 et 15/25.

Les grains de sable, de même origine que les graviers, ont un diamètre inférieur 5 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses.

Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc la facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau, plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler, mais un tel matériau présente une plus faible.

I.5.1.2 Dosage du béton :

Afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées en fonction de la nature l'ouvrage, on dispose de plusieurs méthodes de calcul, on citera :

- Méthode de DREUX-GORISSE.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- Méthode de BOLOMEY.

- Méthode de d'ABRMS.

- Méthode de FAURY. Un béton dit 350, contient :

- 350 Kg de ciment.

- 700 Kg de sable (0/5).

- 1000 Kg de graviers de grains (5/15 et 5/25).

- 200 L d'eau.

I.5.1.3 Préparation du béton :

Malaxage :

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière, pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmé à l'avance, la production peut atteindre plus de 300m³/h. L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins (sable et ciment), comblent les vides, on doit également envelopper les graviers pour obtenir, une fois sec un matériau qui est la reconstitution d'une roche.

Coulage :

Le béton peut être transporté jusqu' au chantier par des toupies, bétonniers montées sur Camion. Une pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camions, sur les gros chantiers, le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amenées par grue sur le lieu du coulage, le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques.

Vibration :

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Électriques montés directement sur le coffrage, l'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. La vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.

Durcissement :

La température ambiante a une grande influence sur le durcissement, ou prise, du béton. Par temps de gel, il peut être nécessaire de chauffer l'eau, et parfois même les agrégats, avant de malaxer et de couvrir le matériau pour retenir la chaleur dégagée par la réaction exothermique lors de la prise du ciment par temps très chaud, au contraire, on doit arroser le béton et le garder à l'ombre, afin que l'eau nécessaire à la prise ne s'évapore pas et provoque un retrait, c'est à dire une diminution de volume de la pièce. Ce phénomène engendre des fissures dans le béton. Plus le béton est maintenu humide sur une longue période, plus sa résistance sera importante.

Décoffrage :

Pour les pièces préfabriquées et les éléments non porteurs, il est possible de décoffrer quelques heures seulement après le coulage. En général, par temps doux, on coule le béton le soir pour le décoffrer le lendemain matin.

Les éléments porteurs, comme les poutres ou les planchers, doivent rester plusieurs jours dans leur coffrage ; le béton doit durcir suffisamment pour supporter son propre poids, ainsi que les charges qui y seront appliquées.

I.5.1.4 Béton armé :

Le béton armé peut être défini comme l'association judicieuse de deux matériaux, le béton et l'acier. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce et les armatures transversales disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

I.6 Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

Définition :

Un état limite est état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action. Il existe deux états limites :

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.6.1 Etat limite ultime (ELU) :

On s'intéresse à la résistance de la structure ; on doit y garantir :

- équilibre statique.
- Stabilité de forme.
- Résistance de tous les éléments.

Pour ce faire, on fait un calcul de type rupture à partir de la loi de comportement des matériaux réels ou idéals.

I.6.2 Etat limite de service(ELS) :

On s'intéresse aux conditions d'exploitations de la structure en vérifiant :

- La contrainte de compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Les déformations.

On y fait un calcul de types contraintes admissibles en supposant un comportement linéaire élastique du matériau.

Résistances mécaniques du béton :

- a) **Résistance caractéristique à la compression :** Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et d'une hauteur 32 cm (soit de section de 200 cm^2) Pour $j \leq 28$ jours elle est calculée comme suit : (BAEL91/A.2.1 ,11)

Cette valeur est donnée par :

- $j \leq 28$ jours :

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- $J \geq 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{cj} = f_{c28} & \text{vérification de la résistance des sections} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Evaluation des déformations, pour de grandes} \\ & \text{valeurs de } j \end{cases}$$

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

On adoptera $f_{c28}=25\text{MPa}$ pour notre projet.

b) Résistance caractéristique à la traction : ART / A – 2.1, 12. BAEL 91 modifié99

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Déformations longitudinales instantanées du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

d) Déformations longitudinales différées du béton :

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

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- **Retrait du béton** : le retrait est le raccourcissement du béton, au cours de son durcissement, il est dû essentiellement à l'évaporation de l'eau de gâchage en excès, non combinée au ciment.
- **Fluage du béton** : Le fluage est l'augmentation dans le temps des déformations relatives, sous des contraintes permanentes. Les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées à l'âge. Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700.f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

d) **Autres propriétés du béton** :

a) **Masse volumique** : La masse volumique des bétons courants est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec les modalités de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

b) **Coefficient de dilatation** : Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $(0,7/1,2).10^{-5}$; Il est de même ordre de celui de l'acier. Dans les calculs, on adopte comme coefficient de dilatation la valeur : 10^{-5} .

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

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{\text{variation unitaire du côté de la section}}{\text{raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson, ν prend les valeurs suivantes :

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

Module de déformation transversale :

Module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.2.1 ,21})$$

Avec :

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

Contrainte à la compression :

ELU (Etat Limite Ultime) : La contrainte limite ultime de résistance à la

Compression est donnée par : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ [MPa]

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle $f_{bc} = 18,50 \text{ MPa}$ (pour $\theta = 1$)

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante. $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$ (pour $\theta = 1$)

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ lorsque la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,9$ lorsque la durée d'application est entre 1heur et 24heurs

$\theta = 0,85$ lorsque la durée d'application est inférieure à 1heur

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous :

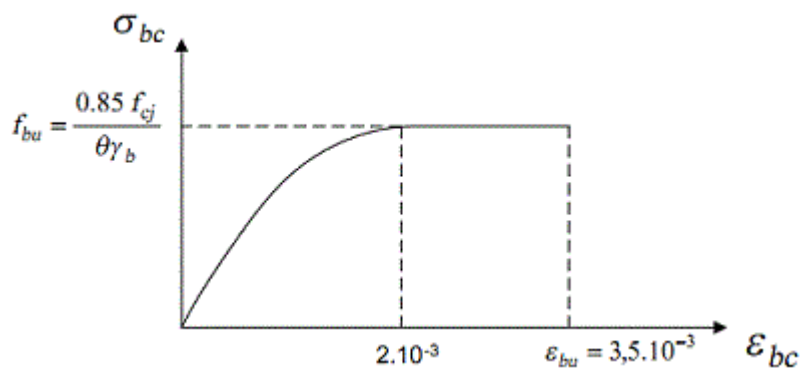


Figure 1: diagramme des contraintes de compression, déformation à l'ELU

ϵ : raccourcissement du béton

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

-Le diagramme est composé :

- D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure.
- D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ compression avec Flexion.

ELS (Etat Limite service) :

Contrainte limite de service à la compression du béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

Avec $\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte admissible à ELS.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire.

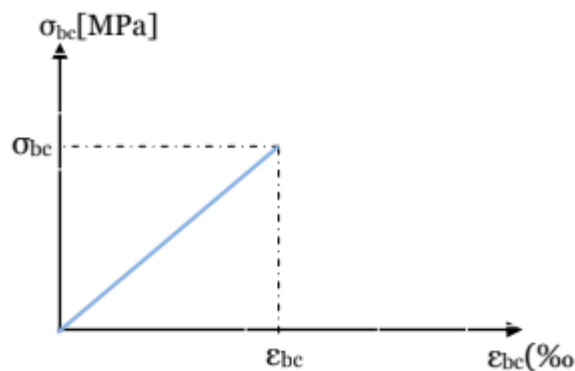


Figure 2: diagramme de calcul-déformation du béton à l'ELS

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (art A.5.1.1 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Avec v_u : Effort tranchant.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

b_0 : Largeur de la section considérée.

d : hauteur utile.

- $\tau_u = \min [0.15f_c; 5 \text{ MPa}] = 3,75 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est peu nuisible.
- $\tau_u = \min [0.2f_c; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$ Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Acier :

Définition :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et ont les diamètres que les ronds lisses. En général les aciers utilisés sont de type :

Table 1: valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _c E22	215	Emploi courant.
	F _c E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _c E40	400	Emploi courant.
	F _c E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _c TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _c TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Les contraintes :

ELU (Contrainte limite ultime) :

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \text{Aciers naturels.} \quad \text{A.4.3.2, BAEL91modifié99}$$

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$$\sigma_s = \frac{1,1f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \text{Aciers écrouis.}$$

Avec :

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ Pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ Pour le cas accidentel.

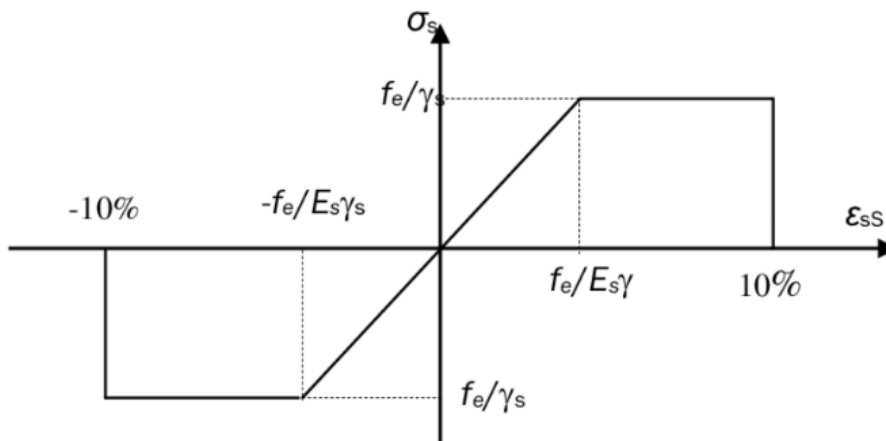


Figure 3: diagramme déformation-contrainte d'acier

ELS (Contrainte limite service) :

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

• Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte de traction des aciers n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_s \leq f_e \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91modifiées99}).$$

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

•Fissurations préjudiciables :

Cas des éléments soumis a exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la

Contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration.

•Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

$\eta = 1.6$ pour les adhérences de diamètre $\tilde{\text{A}} 06$ mm.

$\eta = 1.3$ pour les adhérences de diamètre $\hat{\text{A}} 06$ mm.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

Protection des armatures : [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, et dans le but d'avoir un bétonnage

Correct ; on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes :

➤ $C \geq 5\text{cm}$: pour les ouvrages exposés a la mer, aux embruns ou aux atmosphères très

Agressives (industries chimiques).

➤ $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ; des

Condensations.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

➤ $C \geq 1\text{cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas

Exposées aux condensations.

I.7 Règle des trois pivots : (BAEL91révisé99).

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

Le pivot est défini comme étant un point de déformation limite fixé, à partir duquel on déterminera les déformations possibles dans la section pour toutes sollicitations.

D'après l'analyse du comportement des matériaux béton-acier, on peut définir trois pivots :

Pivot A : l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10% de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

Pivot B : l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5% de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à flexion simple ou composée.

Pivot C : l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée est soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

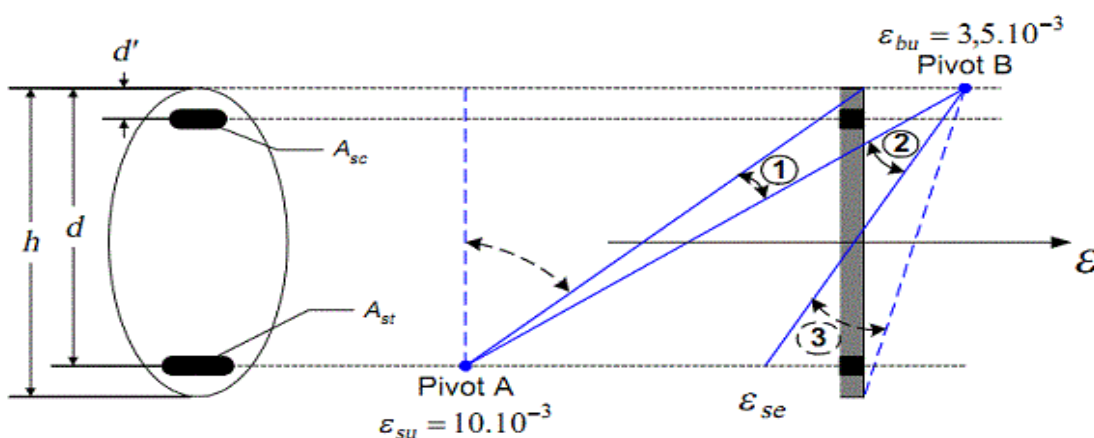


Figure 4: les trois pivots

I.8 Les Actions et les sollicitations :

I.8.1 Les Actions (CBA93 Art A.3.1) :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

I.8.1.1 Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

I.8.1.2 Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

I.8.1.3 Actions accidentelles (F) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, Séismes, incendies, chocs...etc.

I.8.2 Les Sollicitations (CBA93 Art A.3.3) :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

I.8.2.1 COMBIN durable : (BAEL91)

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

I.1 Combinaison Accidentelle : (RPA99/V2003) :

$G + Q \pm E_x$, $G + Q \pm E_y$, $0.8G \pm E_x$, $0.8G \pm E_y$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Et évaluations charges

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (**ELU**), de stabilité et de durabilité (**ELS**) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'exige. Cette étape est régie par des lois empiriques.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements **BAEL91**, **RPA99 Version 2003** et le **CBA93**.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les plancher :

Un plancher est un élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction. Les planchers prennent appui, soit sur des murs, soit sur des poutres.

Les principaux types de plancher sont :

- Les planchers à corps creux et poutrelles.
- Les planchers à dalle pleine en béton armé.
- Les planchers préfabriqués avec prédalles.

On utilise plancher à corps creux : (BAEL B.6.8, 42)

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

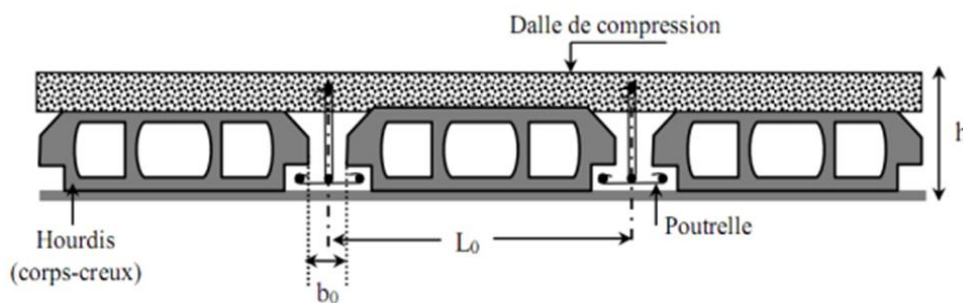


Figure 5: coup transversale d'un plancher corps creux

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher

L : la distance maximale entre nus d'appuis selon le sens des poutrelles.

h : hauteur de corps creux.

a : hauteur du dalle de compression.

On a : $h_t > \frac{365}{22,5} \Rightarrow h_t > 16,22$ en prend : $h_t = 20$ cm

Condition d'isolation thermique

$h_{\min} \geq 16$ cm D'où on a $h = 20$ cm > 16 cm \Rightarrow condition vérifiée

$$\begin{cases} h = 16 \text{ cm} \\ a = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 20$ cm

Les poutrelles (les nervures) :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé.

➤ $0,3h_t < b_0 < 0,5h_t$ avec **$h_t = 20$ cm**

$$0,3 \times 20 < b_0 < 0,5 \times 20$$

$$6 < b_0 < 10 \quad \text{on adopte : } \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

➤ $b_1 \geq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right)$ Avec : $L_{\max} = 365$ cm

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2} = 27,5; \frac{365}{10} = 36,5\right)$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

➤ $b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27,5) + 10 \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$

II.2.2 Les balcons

Le calcul d'un balcon se fait considéré que cette élément et encastré comme un console ou niveau de la poutre .Le calcul des balcons se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre de largeur. La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures principales positionnées en partie supérieure du balcon. La fissuration est considérée généralement comme préjudiciable.

D'après le **BAEL 91** :

Condition de résistance au feu :

- ✓ $e > 7$ cm pour une heure de coupe -feu.
- ✓ $e > 11$ cm pour deux heures de coupe -feu.
- ✓ $e > 17,5$ cm pour eu coupe- feu du 4 heures.

Condition d'isolation phonique :

$e > 7$ cm Pour une isolation phonique minimale.

$e > 11$ cm Pour un confort acoustique.

$e > \frac{L}{10}$ Avec L : largeur du balcon.

Type 1 :

$L=80$ cm

$$e \geq \frac{80}{10} \Rightarrow e = 8\text{cm}$$

Type 2 :

$$L=180 \quad e \geq \frac{180}{10} \Rightarrow e = 18\text{cm}$$

Type 3 :

$$L=110 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{110}{10} = 11\text{cm}$$

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

II.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément structurel en béton armé contenant le plancher inaccessible du bâtiment, le calcul se fait en la flexion composée.

h : hauteur de l'acrotère

h_0 : Épaisseur de l'acrotère.

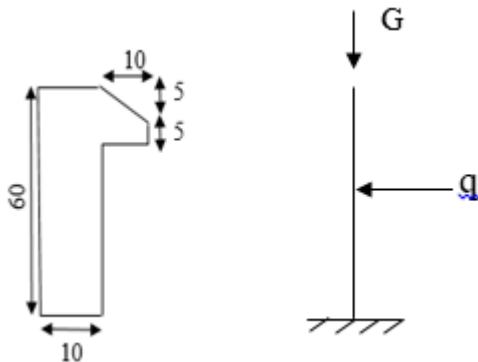


Figure 6: les dimensions de l'acrotère

$$h = 60 \text{ cm}, h_0 = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = 0,6 \times 0,1 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{0,05 \times 0,1}{2} = 0,0025 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0,05 \times 0,1 = 0,005 \text{ m}^2$$

$$S_t = 0,0675 \text{ m}^2$$

Poids propre:

$$G = \rho \times S_t \times 1 \text{ m}$$

$$G = 25 \times 0,0675 \times 1$$

Charge permanente : $G = 1,687 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ KN/m}$

II.2.4 Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA99 Version 2003.

Les formules donnés par le règlement BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version 2003.

➤ Règles du BAEL 91 :

Hauteur :

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

Longueur : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

II.2.4.1 Les Poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

L = 445 cm

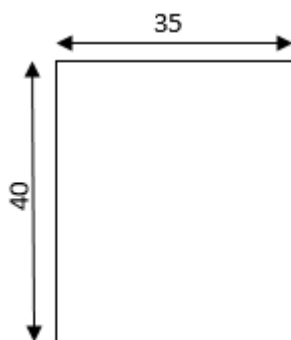


Figure 7: section de la poutre principale

L : la portée de la poutre.

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

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29,66 < h < 44,5$$

Donc \Rightarrow **h = 40 cm.**

$$0,3h > b > h0,7$$

$$(0,3 \times 40) > b > (0,7 \times 40)$$

$$12 > b > 28$$

Donc \Rightarrow **b = 30 cm**

Vérification des conditions de L'RPA :

$$b \leq 20\text{cm} \Rightarrow b=30 < 20 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40 \geq 30 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 40\text{cm} \Rightarrow \frac{40}{30} \leq 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc la section (30×40)cm²

II.2.4.2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

D'après le BAEL91 leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$L=400 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} < h < \frac{400}{10}$$

$$26,66 < h < 40 \Rightarrow \mathbf{h=35\text{cm}}$$

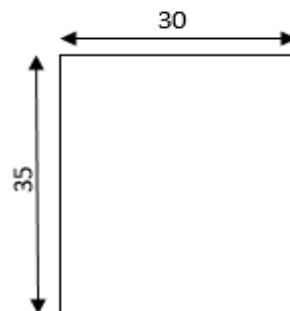


Figure 8: section de la poutre secondaire

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

$$0,3 * h > b > 0,7 * h$$

$$0,3 \times 35 > b > 0,7 \times 35$$

$$10,5 > b > 24,5 \quad \text{On prend } \mathbf{b = 30cm}$$

Vérification de la condition de l'RPA :

$$b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20 \text{ cm vérifiée}$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow 35 > 30 \text{ cm vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 4 \text{ cm}$$

Donc la section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple, selon les règles du BAEL91, on appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA

D'après le RPA / version 2003, et pour la zone II :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$

h_e : Hauteur d'étage entre plancher.

$$\frac{1}{2} < \frac{b}{h} < 4$$

D'après l'article 3.8.4.1 du CBA93 :

L'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus étage à :

$$N_u \geq \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_b} \right]$$

D'après les règles BAEL91, la section B_r est donnée par la formule :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \left(\frac{f_e}{\gamma_b} \right) \times \left(\frac{A}{B_r} \right)}$$

B_r : Section réduite du poteau.

A : Section d'acier comprimée.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

f_{c28} : Résistance à la compression de béton 25MPA.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On prend $\lambda = 35$

D'après le BAEL91 on doit vérifiée $\lambda \leq 50$

On prend les choix de l'architecte $(35 \times 40) \text{cm}^2$

- $\text{Min}(35 \times 40) \geq 25 \text{cm} \Rightarrow 30 \text{cm} > 25$ condition vérifiée.
- $\text{Min}(35 \times 40) \geq \frac{408}{20} \Rightarrow 20,4 > 17$ condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} = 0,25 < \frac{35}{40} = 0,85 < 4$ condition vérifiée.

Le poteau encastré des deux côtés donc :

$$L_f = 0,7 \times h_e \Rightarrow 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{35 \times (40)^3}{12} = 186666,66 \text{cm}^4$$

$$A = b \times h \Rightarrow A = 35 \times 40 \quad A = 1400 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{186666,66}{1400}} \quad i = 11,54 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{285,6}{11,54} = 24,75$$

Il n'Ya pas de risque de flambement.

II.2.6 Les voiles :

Elément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

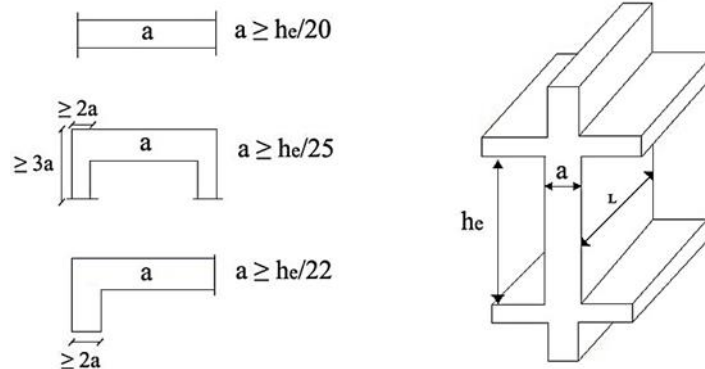


Figure 9: Coupe de voile en élévation

Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$L \geq 4e \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(a_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

L : longueur du voile.

e : l'épaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

➤ **Pour le sous-sol :**

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow \frac{368}{25} = 14,72 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow \frac{368}{22} = 16,72 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15 ; 14,72 ; 16,72 ; 18,4)$$

$$e \geq 18,4 \text{ cm} \quad \text{On adopte } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Pour l'étage de RDC :**

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow \frac{334}{25} = 13,36 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow \frac{334}{22} = 15,18 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{334}{20} = 16,7 \text{ cm}$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

$$e \geq \max (15 ; 13,36 ; 15,18 ; 16,7)$$

$$e \geq 16,7 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad e = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour l'étage courant :

$$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow \frac{300}{25} = 12 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow \frac{300}{22} = 13,63 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15 ; 12 ; 13,63 ; 15)$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 20 \text{ cm}$$

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

$e = 20 \text{ cm}$ pour tous les étages.

II.2.7 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois.

Dans notre cas, les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de 3 volées et deux paliers de repos.

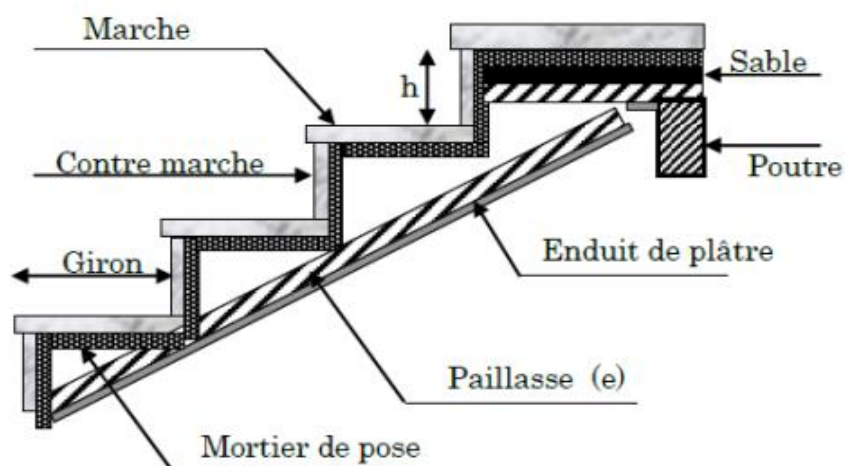


Figure 10: schéma d'un escalier

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

Le choix de ce type d'escalier a été pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Caractéristique technique :

Hauteur de sous-sol : $H=408$ cm

Hauteur de RDC : $H= 374$ cm

Hauteur d'étage courant : $H=340$ cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} h: \text{ hauteur de la contre marche.} \\ g: \text{ giron} \end{cases}$$

h : varie de 14,5m à 18cm $14,5\text{cm} \leq h \leq 18$ cm on prend $h=17$ cm

g : varie de 22cm à 33cm $25\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ on prend $g= 30$ cm

Pour $h=17\text{cm}$

$$G + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm}$$

Donc la formule de BLONDEL est bien vérifiée.

$$60 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

Étage courant :

Hauteur d'étage courant : $H=340$ cm

Giron : $g = 30$ cm

Pour : $h = 17$ cm

Dans ce cas on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,70 m.

Donc :

$$h_{\text{volée}} = \frac{340}{2} = 170 \text{ cm} = 1,70\text{m}$$

Nombre de contre marche de volée :

$$N_c = \frac{h_{\text{volée}}}{h} \Rightarrow \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marche.}$$

$$N_M = N_c - 1 = 9$$

Donc : il Ya a 9 marche sur chaque volée.

- Longueur de la ligne de volée sera :

$$L = g (n-1) = 30 \times (10-1)$$

$$L = 270 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h_{\text{volée}}}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

- La longueur de la paille est :

$$L_{inc} = \frac{h_{volée}}{\sin \alpha}$$

$$\Rightarrow L_{inc} = \frac{170}{\sin(32,19)} = 319,11 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paille :

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20}$$

$$\frac{319,11}{30} \leq e \leq \frac{319,11}{20}$$

$10,63 \leq e \leq 15,953$ donc on adopte **e=20 cm**

II.2.8 Poutre palier :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis est située à gauche d'une section.

➤ **Condition de RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Condition de la flèche :**

- La hauteur de la poutre palier :

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

$$20,66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On adopte **h=35cm**

- La longueur de la poutre palier :

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$$

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend **b= 30**

Soit $b=30\text{cm}$ et $h=35\text{cm}$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h &= 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} &= \frac{35}{30} = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

⇔ Condition est vérifiée.

Donc la section : $S = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

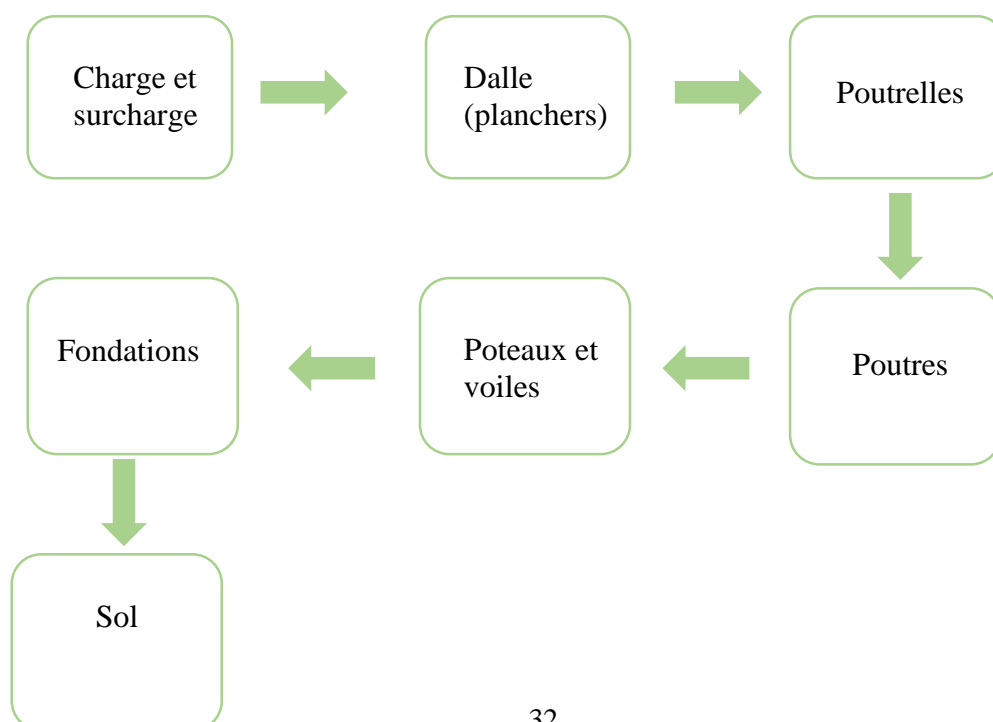
II.3 Evaluation des charges :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure. Les charge considérés concerne les charge permanentes, les charge d'exploitation telles que : le poids propre de l'élément, le poids des planchers de murs de façade etc.... Notons :

-G : Charge permanente.

-Q : Charge d'exploitation Le document technique réglementaire DTR B.C. 2.2. Dite que la charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconque ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, etc....

La transmission des charges se fait comme suit :



II.3.1 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse :

Tableau 1: Évaluation des charges de plancher terrasse

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e (m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	17	0,05	0,85
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente en béton	22	0,08	1,76
Isolation thermique Polystyrène	4	0,04	0,16
Dalle en corps creux	14,25	0,20	2,85
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent			G=5,94 KN/m ²
Charge d'exploitation			Q=1 KN/m ²

II.3.2 Évaluation des charges revenant au plancher courent :

Tableau 2: Évaluation des charges de plancher courent

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e (m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lite de sable	18	0,02	0,36
Dalle en corps creux	14,25	0,2	2,85
enduit plâtre	10	0,02	0,2
Cloison de séparation	9	0,1	0,9
Charge permanent			G=5,15 KN/m ²
Charge d'exploitation			Q=1,5 KN/m ²

II.3.3 Évaluation des charges revenant au balcon :

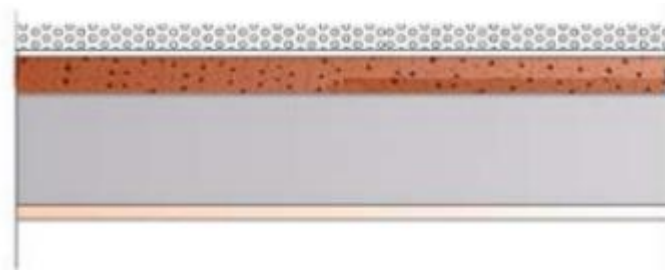


Figure 11: coup vertical de la dalle pleine

Tableau 3: Évaluation des charges du balcon

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e(m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0 ,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle plant	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent			G=5,31 KN/m ²
Charge d'exploitation			Q=3,5 KN/m ²

II.3.4 Evaluation des charges revenant au mur extérieur :

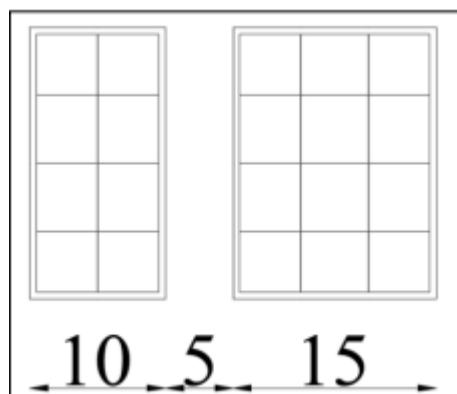


Figure 12: mur extérieur

Tableau 4: Evaluation des charges du mur extérieur

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e(m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Brique creuses 15cm	9	0,15	1,35
Brique creuses 10 cm	14	0,1	1,4
Enduit extérieur ciment	20	0,02	0,4
Enduite intérieur plâtre	14	0,02	0,28
Lame d'aire		0,05	0,05
Total			G=3,48 KN/m ²
30% ouverture			G=2,89 KN/m ²

II.3.5 Évaluation des charges revenant au mur intérieur :

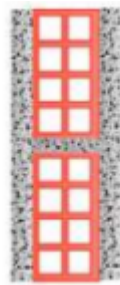


Figure 13: mur intérieur

Tableau 5: Évaluation des charges du mur intérieur

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e(m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Brique creuses 15	14	0,1	0,14
Brique creuses 10	10	0,04	0,4
Charge permanent			G=1,8 KN/m ²
Charge d'exploitation			Q=1 KN/m ²

II.3.6 Evaluation des charges revenant à l'escalier :

➤ **Palier**

Tableau 6 : Evaluation des charges l'escalier (palier)

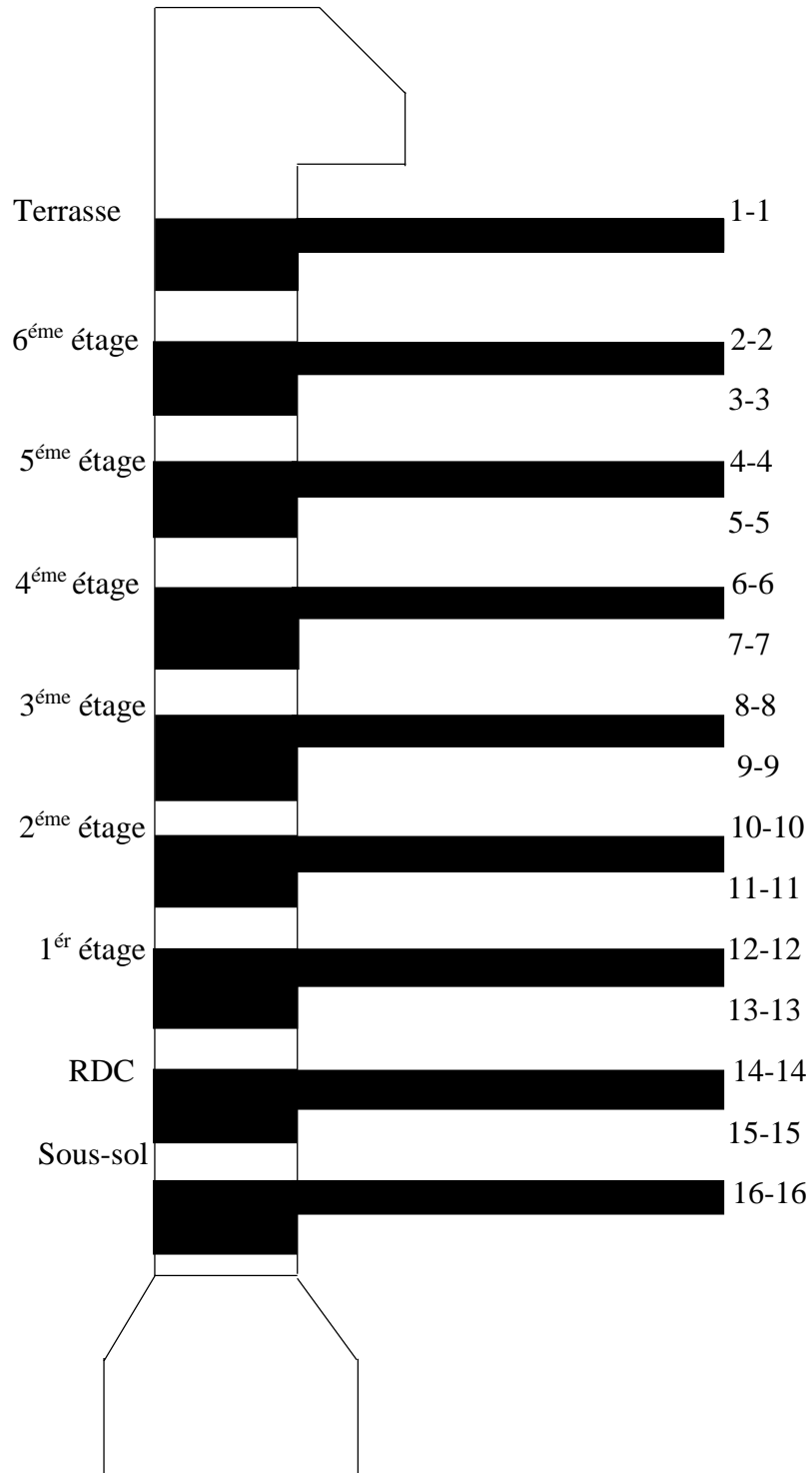
Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e(m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,20	5
Charges permanent			G=6,56 KN/m²
Charge d'exploitation			Q=2,5 KN/m²

➤ **Paillasse**

Tableau 7: Evaluation des charges l'escalier (paillasse)

Matériaux	Poids volumique (KN/m ²)	e(m)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lite de sable	18	0,02	0,36
Poids propre de paillasse	25	$\frac{25 \times 0,20}{\cos \alpha}$	5,74
Poids propre de marche	22	$\frac{0,17}{2} = 0,085$	1,87
Gard corps métallique	/	/	0,15
Enduit ciment	15	0,02	0,36
Charges permanent			G=9,32 KN/m²
Charges d'exploitation			Q=2,5 KN/m²

II.4 Décente des charges :



Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

Le processus de descente de charge correspond à la progression des différentes actions (charges et surcharges) du niveau supérieur de la structure jusqu'au niveau inférieur avant de se transmettre au sol. On applique la descente de charge tout en respectant la loi de dégression.

Le DTR B.C. 2.2 établit les charges permanentes et les charges d'exploitation (art. 6.3).

II.4.1 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

II.4.1.1 Poteau central :

La surface : $St = (2.025 \times 1.825) \times 4$

$$St = 14.76 \text{ m}^2$$

G terrasse = 5.94

G étage courant = 5.15

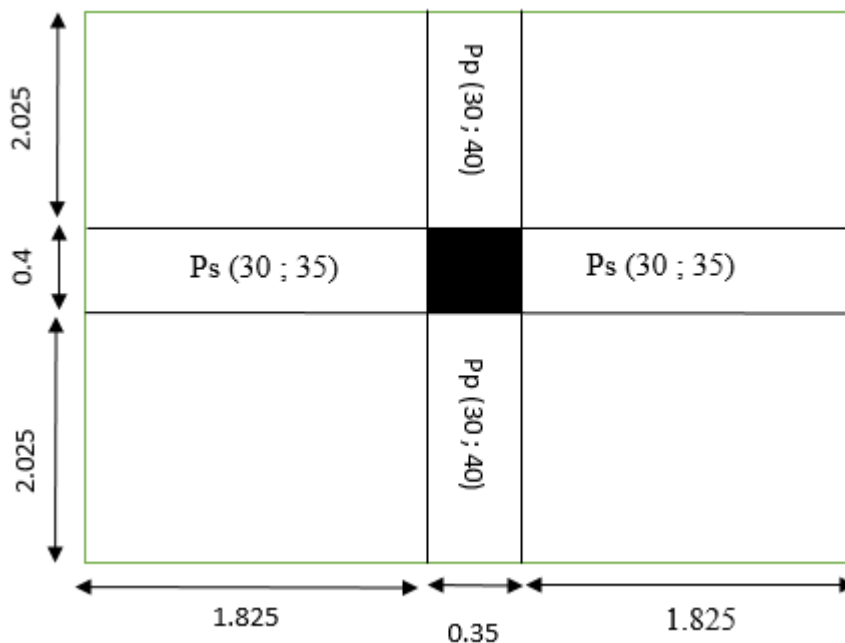


Figure 14: Poteau central

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

Section	G (kN)
<u>Section 1-1 :</u>	
-plancher terrasse :(14,76×5,94)	87,6744
-poutres principale :(0,4×0,3×4,05×25)	12,15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	109,40565
<u>Section2-2 :</u>	
-venant 1-1	109,40565
-poteau :(0,4×0,35×3×25)	10,50
-Mur transversal :(1,025+1,025) ×3×1,8	11,07
Σ	130.97565
<u>Section3-3 :</u>	
-venant 2-2	130.97565
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	228.7209
<u>Section4-4 :</u>	
-venant 3-3	228.7209
-poteau :(0,4×0,35×3×25)	10,50
- Mur transversal :(1.2+1.025) ×3×1,8	12.015
Σ	251.2359

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 5-5 :</u>	
-venant 4-4	251.2359
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	348.98115
<u>Section 6-6 :</u>	
-venant 5-5	348.98115
- poteau :(0,4×0,35×3×25)	10.50
- Mur transversal :(1,025+1,025) ×3×1,8	11.07
Σ	370.55115
<u>Section 7-7 :</u>	
-venant 6-6	370.55115
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	468.2964
<u>Section 8-8 :</u>	
-venant 7-7	468.2964
- poteau :(0,4×0,35×3×25)	10.50
- Mur transversal :(1,025+1,025) ×3×1,8	11.07
Σ	489.8664

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 9-9 :</u>	
-venant 8-8	489.8664
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	587.61165
<u>Section 10-10 :</u>	
-venant 9-9	587.61165
- poteau :(0,4×0,35×3×25)	10.50
- Mur transversal :(1,025+1,025) ×3×1,8	11.07
Σ	609.18165
<u>Section 11-11 :</u>	
-venant 10-10	609.18165
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	706.9269
<u>Section 12-12 :</u>	
-venant 11-11	706.9269
- poteau :(0,4×0,35×3×25)	10.50
- Mur transversal :(1,025+1,025) ×3×1,8	11.07
Σ	728.4969

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 13-13 :</u>	
-venant 12-12	728.4969
-plancher étage courant :(14.76×5.15)	76.014
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	12.15
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	9,58125
Σ	826.24215
<u>Section 14-14 :</u>	826.24215
-venant 13-13	11.69
-poteau : 0.4×0.35× (3.74-0.4) ×25	9.7695
-Mur transversal : (0.6+1.025) × (3.74-0.4) ×1.8	
Σ	847.70165
<u>Section 15-15 :</u>	847.70165
-venant 14-14	76.014
- plancher étage courant :(14.76×5.15)	12.15
-poutre principale :(0.4×0.30×4.05×25)	9,58125
-poutre secondaire :(0,35×0,30×3,65×25)	
Σ	945.4469
<u>Section 16-16 :</u>	945.4469
-venant 15-15	12.88
-poteau : 0.4×0.35× (4.08-0.4) ×25	26.8272
-Mur transversal : (2.025+2.025) ×3.68×1.8	
Σ	985.1541

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

II.4.1.2 Poteau de rive :

La surface : $St = (2.025 \times 1.825) \times 2$

$$St = 7.39125 \text{ m}^2$$

-G acrotère = 1.687

-G terrasse = 5.94

-G étage courant = 5.15

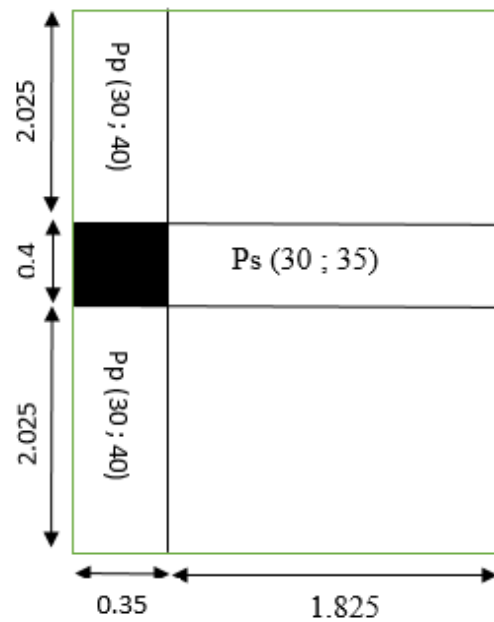


Figure 15: Poteau de rive

section	G (kN)
Section 1-1 :	
-L'acrotère : $(2.025+0.4+2.025) \times 1.687$	7.50715
- plancher terrasse : (7.39125×5.94)	43.904025
-poutre principale : $(0.4 \times 0.30 \times 25 \times 4.05)$	12.15
-poutre secondaire : $(0.35 \times 0.30 \times 25 \times 1.825)$	4.790625
Σ	68.3518

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 2-2 :</u>	
-venant 1-1	68.3518
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	113.9653
<u>Section 3-3 :</u>	
-venant 2-2	113.9653
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	168.970862
<u>Section 4-4 :</u>	
-venant 3-3	168.970862
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	214.584362
<u>Section 5-5 :</u>	
-venant 4-4	214.584362
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	269.589924

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 6-6 :</u>	
-venant 5-5	269.589924
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	315.203424
<u>Section 7-7 :</u>	
-venant 6-6	315.203424
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	370.208986
<u>Section 8-8 :</u>	
-venant 7-7	370.208986
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	415.822486
<u>Section 9-9 :</u>	
-venant 8-8	415.822486
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	470.828048
<u>Section 10-10 :</u>	
-venant 11-11	470.828048
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	516.441548

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 11-11 :</u>	
-venant 10-10	516.441548
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	571.44711
<u>Section 12-12 :</u>	
-venant 11-11	571.44711
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+2.025) × (3.4-0.4) ×2.89	35.1135
Σ	617.06061
<u>Section 13-13 :</u>	
-venant 12-12	617.06061
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	672.066172
<u>Section 14-14 :</u>	
-venant 13-13	672.066172
-poteau :(3.74-0.4)*0.35*0.4*25	11.69
-Mur extérieur : (2.025+2.025)*(3.74-0.4)*2.89	39.09303
Σ	722.849202

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 15-15 :</u>	
-venant 14-14	722.849202
-plancher étage courant : (7.39125×5.15)	38.064937
- poutre principale :(0.4×0.30×25×4.05)	12.15
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	777.854764
<u>Section 16-16 :</u>	
-venant 15-15	777.854764
-poteau : (4.08-0.4) ×0.4×0.35×25	12.88
- Mur extérieur : (2.025+2.025) × (4.08-0.4) ×2.89	43.07256
Σ	833.807324

II.4.1.3 Poteau d'angle :

Surface : $St = 2.025 \times 1.825$

$$St = 3.69 \text{ m}^2$$

G acrotère = 1.687

G terrasse = 5.94

G étage courant = 5.15

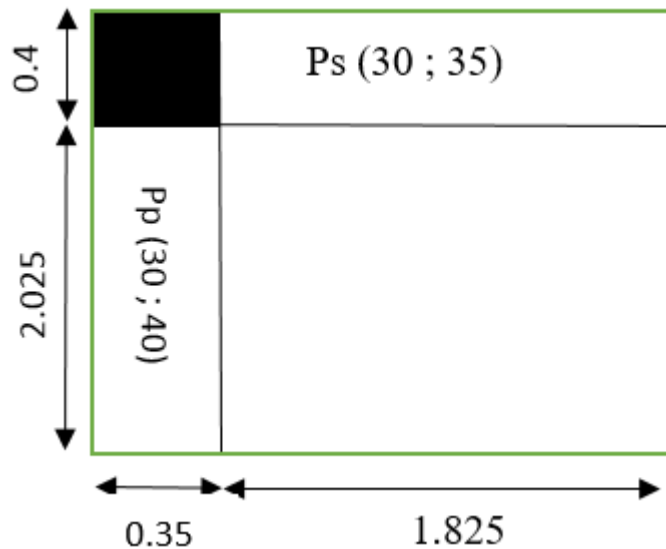


Figure 16: Poteau d'angle

II.5 La dégression des charges :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ... Numéroté à partir du sommet du bâtiment. Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse Q_0 . Sur le dernier étage $Q_0 + Q_1$.

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

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

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

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

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

Poteau centrale : $Q = 157.55 \text{ kN}$

Section	G (kN)
<u>Section 1-1 :</u>	
-L'acrotère : $(2.025+0.4+0.35+1.825) \times 1.687$	7.7602
- plancher terrasse : (3.69×5.94)	21.9186
-poutre principale : $(0.4 \times 0.30 \times 25 \times 2.025)$	6.075
-poutre secondaire : $(0.35 \times 0.30 \times 25 \times 1.825)$	4.790625
- balcon	
Σ	40.544425
<u>Section 2-2 :</u>	
-venant 1-1	40.544425
-poteau : $(0.4 \times 0.35 \times 3 \times 25)$	10.50
-Mur extérieur : $(2.025+1.825) \times (3.4-0.4) \times 2.89$	33.3795
-Balcon : (5.31×2.4)	12.744
Σ	98.901925
<u>Section 3-3 :</u>	
-venant 2-2	98.901925
-plancher étage courant : (3.69×5.15)	19.0035
- poutre principale : $(0.4 \times 0.30 \times 25 \times 2.025)$	6.075
-poutre secondaire : $(0.35 \times 0.30 \times 25 \times 1.825)$	4.790625
Σ	128.77105
<u>Section 4-4 :</u>	
-venant 3-3	128.77105
-poteau : $(0.4 \times 0.35 \times 3 \times 25)$	10.50
-Mur extérieur : $(2.025+1.825) \times (3.4-0.4) \times 2.89$	33.3795
Σ	172.65055
<u>Section 5-5 :</u>	
-venant 4-4	172.65055
-plancher étage courant : (3.69×5.15)	19.0035

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	202.519675
<u>Section 6-6 :</u>	
-venant 5-5	202.519675
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+1.825) × (3.4-0.4) ×2.89	33.3795
Σ	246.399175
<u>Section 7-7 :</u>	
-venant 6-6	246.399175
-plancher étage courant : (3.69 ×5.15)	19.0035
- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	276.2683
<u>Section 8-8 :</u>	
-venant 7-7	276.2683
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+1.825) × (3.4-0.4) ×2.89	33.3795
Σ	320.1478
<u>Section 9-9 :</u>	
-venant 8-8	320.1478
-plancher étage courant : (3.69 ×5.15)	19.0035
- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	350.016925
<u>Section 10-10 :</u>	
-venant 11-11	350.016925
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+1.825) × (3.4-0.4) ×2.89	33.3795
Σ	393.896425

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

<u>Section 11-11 :</u>	
-venant 10-10	393.896425
-plancher étage courant : (3.69 ×5.15)	19.0035
- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	423.76555
<u>Section 12-12 :</u>	
-venant 11-11	423.76555
-poteau :(0.4×0.35×3×25)	10.50
-Mur extérieur :(2.025+1.825) × (3.4-0.4) ×2.89	33.3795
Σ	467.64505
<u>Section 13-13 :</u>	
-venant 12-12	467.64505
-plancher étage courant : (3.69 ×5.15)	19.0035
- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	497.514175
<u>Section 14-14 :</u>	
-venant 13-13	497.514175
-poteau :(0.4×0.35×3.34×25)	11.69
-Mur extérieur :(2.025+1.825) × (3.74-0.4) ×2.89	37.16251
Σ	546.366685
<u>Section 15-15 :</u>	
-venant 14-14	546.366685
-plancher étage courant : (3.69 ×5.15)	19.0035
- poutre principale :(0.4×0.30×25×2.025)	6.075
-poutre secondaire :(0.35×0.30×25×1.825)	4.790625
Σ	576.23581
<u>Section 16-16 :</u>	
-venant 15-15	576.23581

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

-poteau : $(4.08-0.4) \times 0.4 \times 0.35 \times 25$	12.88
- Mur extérieur : $(2.025+1.825) \times (4.08-0.4) \times 2.89$	40.94552
Σ	630.06133

Niveaux	q (kN)	S (m^2)	Q = q*s (kN/ m^2)	Dégression	Q (kN)
terrasse	1	14.78	14.78	Q0	14.78
5ème étage niv2	1.5	14.78	22.17	Q0+Q1	36.95
5ème étage niv1	1.5	14.78	22.17	Q0+0,95 (Q1+Q2)	56.90
4ème étage	1.5	14.78	22.17	Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3)	74.63
3ème étage	1.5	14.78	22.17	Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	90.18
2ème étage	1.5	14.78	22.17	Q0+0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	103.46
1 ère étage	1.5	14.78	22.17	Q0+0,75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	114.54
RDC	2.5	14.78	36.95	Q0+0,714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	136.13
Sous-sol	2.5	14.78	36.95	Q0+0,69(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	157.55

$$G = 985.1541$$

II.6 Vérification du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité c'est le poteau central d'après le BAEL99, il faut vérifier que $N_u \leq \overline{N_u}$

La combinaison des charges : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 (985.1541) + 1.5 (157.55)$$

$$N_u = 1566.283035 \text{ kN}$$

II.6.1 Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{avec : } L_f = 0.7 \text{ he} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad , \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A = b \times h$$

λ : l'élanement de poteau.

L_f : Longueur de flambement.

I : le rayon.

I : moment d'inertie.

A : la section.

$$\text{he (sous-sol)} = 4.08 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 (4.08) = 2.856 \text{ m}$$

$$A = 0.35 \times 0.4 = 0.14 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.4^3}{12} = 1.86 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.86 \times 10^{-3}}{0.14}} \quad , \quad i = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.115} = 24.83$$

Donc $\lambda = 24.83 \leq 50$ pas de risque de flambement.

II.1 Condition de la résistance : $N_u \leq \overline{N_u}$

D'après le règlement BAEL99 (art B.8.4) on a la section du poteau est donné par la formule suivant :

$$\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{min} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

α : coefficient réducteur en fonction de l'élanement.

B_r = l'air du poteau réduit.

$$B_r = (b - 2 \text{ cm}) \times (h - 2 \text{ cm}).$$

A_{min} : Section d'acier réduit.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments et évaluations charges

$$Br = (35-2) \times (40-2) = 1254 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} \geq \max \{4(u) ; 0.2\% B\}$$

u : périmètre de la section.

B : la section du poteau

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 4(0.35 + 0.4) ; \frac{0.2(35 \times 40)}{100} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{6; 2.8\}$$

On prend $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

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

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.83}{35} \right)^2} \rightarrow \alpha = 0.77$$

$$\overline{N}_u = 0.77 \left[\frac{0.1254 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 6 \times \frac{400 \times 10^3}{1.15} \right]$$

$$\overline{N}_u = 1607962.334$$

Donc : $N_u = 1566.283035 \text{ kN} \leq \overline{N}_u = 1607962.334 \text{ kN} \dots \text{CV}$

Donc on adopte la section $S = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

Chapitre III :

Calcul Des Eléments Secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement, Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des Surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux et dalles pleines (balcon).
- Les escaliers et la poutre palière.

III.2 Calcul des éléments secondaires

III.2.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- largeur $b=100\text{cm}$
- hauteur $h=60\text{cm}$
- épaisseur $e=10\text{cm}$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

S : Surface de 1ml = 0.0675m^2

G : Poids propre = $1,687\text{ KN/ml}$

Q : Surcharge d'exploitation = 1KN/ml

III.2.1.1 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA 99 /version 2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5Q$

Avec :

A : coefficient d'accélération.

C_p : Facture de la force horizontale.

W_p : Poids totale de l'élément.

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage 2 implanté à SKIKDA (zone de moyenne sismicité (IIa) selon les règles parasismique algériennes (RPA99/V2003).

- A=0,15
- L'acrotère est un élément que en console ⇒ C_p = 0,8
- W_p=S.ρ .1=0,0675 ×25×1 =1,687 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,687 = 0,809 \text{ KN} < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.2.1.2 Sollicitation :

➤ **Effort normal :**

$$N_G = G=1,687\text{KN /ml}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN /ml}$$

➤ **Moment fléchissant :**

Le moment de la charge permanente est nul : M_G = 0 KN /ml

Le moment de la charge d'exploitation : M_Q =Q×h /h=60 cm

$$M_Q =1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN /ml}$$

III.2.1.3 Combinaison :

A l'ELU: M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q ⇒ M_G =0KN/ml

$$M_u =1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$N_u =1,35 N_G = 2,28 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = 1,5Q =1,5 \times 1=1,5 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS: M_{ser} = M_G+M_Q ⇒ M_G = 0KN/ml

$$M_{ser} =M_Q= 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} =N_Q =1,687 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression est le centre de gravité d'une section.

Selon l'article A.4-4 du BAEL91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

Le premier ordre (e_0) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} = 0,394$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \{ 2\text{cm} ; 0,24 \} \Rightarrow e_a = 2\text{cm} = 0,2\text{m}$$

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

L_f : Longueur de flambement de la pièce.

$$\begin{cases} L_f = 2 \times L \Rightarrow 2 \times 0,6 = 1,20\text{m} \\ \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right] = 10 \left[1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right] = 0 \\ \phi = 2 \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,20)^3}{10000 \times 0,1} (2 + 0 \times 2) = 0,0864\text{m}$$

$$e_T = e_0 + e_a + e_2 \Rightarrow e_T = 0,394 + 0,02 + 0,0864 \Rightarrow e_T = \mathbf{0,50\text{m}}$$

- $\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66\text{cm} \Rightarrow \frac{h}{6} < e$ donc :

La section est partiellement comprimé par ce que le contre de pression est applique à l'extérieur du moyen central.

Coefficient de remplissage :

D'après le BAEL91 :

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{2,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,16} = 1,610 \times 10^{-3} < 0,81$$

Donc : $\psi < \frac{2}{3} = 0,66$

On définit e_{nc} d'après le BAEL91 en fonction de :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0016}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0016})} = 0,166$$

$$e_{nc} = \xi \times h$$

$$e_{nc} = 0,166 \times 0,1 = 0,016$$

$$e = 0,50 > e_{nc} = 0,016$$

Donc la section est partiellement comprimée.

On considère que la section est soumise à la flexion simple.

III.2.1.4 Calcul du ferrailage :

D'après le BAEL91 M_{fictif} applique au centre de gravité des aciers tendu.

$$h = 10 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, f_e = 400 \text{ mpa}, d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,16 \text{ MPA}, \sigma_s = 348 \text{ mpa},$$

Le moment fictif M_{fictif} :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0,9 + 2,88(0,09 - \frac{0,1}{2}) = 1,0152 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit ' μ ' :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,0152 \times 10^{-3}}{(1 \times (0,09)^2 \times 14,16)} = 8,85 \times 10^{-3} = 0,00885 < \mu_r = 0,391$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00885}) = 0,011$$

$$\alpha = 0,011 < 0,259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,011 \times 100 \times 9 \times 14,16}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

A la flexion composée :

$$A_{s \text{ réel}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2,88 \times 10^{-3}}{348} = 0,319 \text{ cm}^2$$

III.2.1.4.1 Armature principale :

Condition de non fragilité :

$$A_s \leq A_{s \text{ min}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{100 \times 9}{1000}; \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} \right\} \Rightarrow A_{s \text{ min}} \max \{ 1 \text{ cm}^2; 1,086 \text{ cm}^2 \} =$$

$$\max \{ 1 \text{ cm}^2; 1,086 \text{ cm}^2 \} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s \text{ min}}$$

$$A_s = \max \{ A_{s \text{ calcul}}; A_{s \text{ min}} \}$$

$$\text{Donc } A_s = 1,086 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

III.2.1.4.2 Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

III.2.1.5 Espacements des armatures :

Les armatures longitudinales :

$$S_t = \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = \min \{3 \times 10 ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = \min \{30 ; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 30\text{cm} \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$S_t < \min \{4h ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t < \min \{4 \times 10 ; 40\text{cm}\}$$

$$S_t < \min \{40 ; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t < 40\text{cm} \text{ on adopte } S_t = 20\text{cm}$$

III.2.1.6 Vérification à l'état limite de service :

Fissuration est préjudiciable, on doit vérifier la contrainte dans l'acier, ainsi que dans le béton.

Que la contrainte maximale de la compression du béton ne dépasse pas la limitée admissible :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Que contrainte dans l'acier tendus ne dépasse pas la limitée admissible :

Fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence.

$\eta = 1$ pour les ronds lissés.

$$f_{tj} = 2,1\text{MPA}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{266,66 ; 201,63\}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPA}$$

➤ **La nature de section :**

La section est entièrement comprimée : $e < \frac{h}{6}$

La section est partiellement comprimée : $e > \frac{h}{4}$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,687} = 0,35$$

$$C = \frac{h}{2} - e \Rightarrow \frac{0,1}{2} - 0,35 = -0,3$$

$$z^3 + z - p + p = 0$$

$$P = -3C^2 - 90 A'_s - \frac{c-q}{b} + 90A_s - \frac{c-q}{b} / 90 A'_s - \frac{c-q}{b} = 0$$

$$P = -3(-0,3)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,09+0,3}{1} = -0,26$$

$$q = -2(-0,3)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,09+0,3}{1}\right)^2 = 0,051$$

La section de l'équation par la méthode

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (0,051)^2 + \frac{4 \times (-0,26)^3}{27} \Rightarrow \Delta = 2,60 \times 10^{-5} < 0$$

Donc :

$$\phi = \text{Arccos} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) \Rightarrow \text{Arccos} \left(\frac{3 \times 0,051}{2 \times (-0,26)} \times \sqrt{\frac{-3}{-0,26}} \right) = 164,24$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{-0,26}{3}} = 0,6$$

$$z_1 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) = 0,6 \times \cos \left(\frac{164,24}{3} \right) = 0,34$$

$$z_2 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) = 0,6 \cos \left(\frac{164,24}{3} + \frac{2 \times 3,14}{3} \right) = 0,32$$

$$z_3 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right) = 0,6 \cos \left(\frac{164,24}{3} + \frac{4 \times 3,14}{3} \right) = 0,30$$

On adopte : $z = 0,34$

$$Y = z_1 + c \Rightarrow y = 0,34 + (-0,3) = 0,04 \quad 0 < y < d = 0,09$$

Calcul le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d' - y)^2] / A'_s \times (d' - y)^2 = 0$$

$$y_{ser} = z_1 + c = 0,34 + (-0,3) = 0,04$$

$$y_{ser} = z_2 + c = 0,32 + (-0,3) = 0,02$$

$$y_{ser} = z_3 + c = 0,30 + (-0,3) = 0$$

$$I = \frac{1 \times (0,04)^3}{3} + 15 [2,01 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,04)^2] = I = 2,88 \times 10^{-5}$$

- $\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,34 \times 1,687 \times 10^{-3}}{2,88 \times 10^{-5}} \times 0,04 = 0,78 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- $\sigma_s = 15 \frac{z \times N_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times 0,34 \times 1,687 \times 10^{-3}}{2,88 \times 10^{-5}} \times (0,09 - 0,04) = 14,93 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPA condition vérifiée}$$

III.2.1.7 Vérification de l'effort tranchant : selon le BAEL :

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

- $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$ avec : $v_u = 1,5Q$

- $\tau_u = \frac{1,5 \times 1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,016 \text{ MPA}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{ 2,5 ; 4 \text{ mpa} \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,016 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

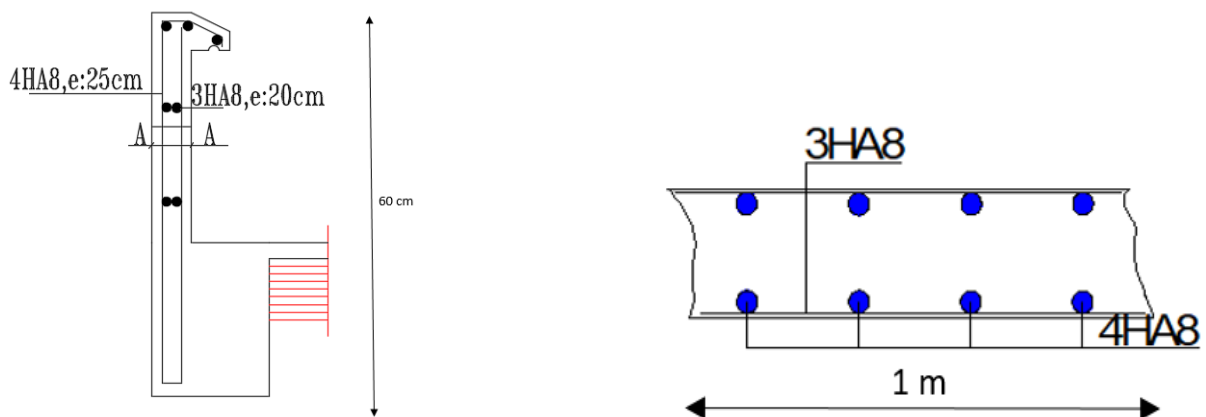


Figure 17: ferrailage de l'acrotère

Coupe A-A

III.2.2 Les Balcons :

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 110cm.

Charge permanent :

Pour un bande de 1m ; $G = 5,31 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/ml}$$

$$P = (1,4 + 2 \times 0,36) \times 1 \text{ m} = 2,12 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.1 Combinaison des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

A l'ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_u = 12,418 \text{ kN}$$

$$p_u = 1,35p \leftrightarrow p_u = 2,862 \text{ kN}$$

A l'ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,5 + 5,31 = 8,81 \text{ kN}$$

$$p_s = 1 \times p \leftrightarrow p_s = 2,12 \text{ kN}$$

III.2.2.2 Calcul des moments fléchissant :

A l'ELU:

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

$$M_u = -\frac{12,418 \times (1,1)^2}{2} + 2,862 \times 1,1$$

$$M_u = 10,661 \text{ kN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l$$

$$M_s = \frac{8,81 \times (1,1)^2}{2} + 2,12 \times 1,1$$

$$M_s = 7,662 \text{ kN.m}$$

III.2.2.3 Effort tranchant :

$$v_u = q_u \times l + p_u$$

$$v_u = 12,418 \times (1,1) + 2,862$$

$$v_u = 16,521$$

III.2.2.4 Calcul le Ferrailage :

$$B = 100 \text{ cm}, d = 13,5, f_{bc} = 14,16 \text{ MPA}, \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

A L'ELU :

III.2.2.4.1 Armature longitudinal :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,661 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,16} = 0,0413 < \mu_l = 0,391$$

$\Rightarrow A_s' = 0, A_s \neq 0$, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$\alpha < \alpha_u = 259 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\beta = 0,8 \times \alpha = 0,0416$$

$$A_s = b \times d \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,0416 \times 0,315 \times 14,16}{348} = 2,285 \text{ cm}^2$$

III.2.2.4.2 Vérification de la Condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL91) :

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,28 > A_{Smin} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_s, A_{Smin}) = 2,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 de section 3,93 cm².**

III.2.2.4.3 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825$$

$$\text{En prend } \mathbf{3HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Avec l'espacement des armatures BAEL91 :

$$S_t = \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

III.2.2.5 Vérification au cisaillement BAEL91 .A.5.1.21 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times (25)}{1,5}, 4\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5 \text{ MPA}; 4\text{MPa}\}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16,521 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,122 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,122 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'Ya pas de prévoir des armatures transversales.

III.2.2.6 Vérification a l'ELS :

Le calcul se fait selon le BAEL91modéfiée 2003, et CBA93 la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5 \times A_s^2}} - 1 \right]$$

$$y = 3,44\text{cm} = 0,0344 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2]$$

$$I=7,322 \times 10^{-5} m^4$$

Détermination du coefficient angulaire :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,662 \times 10^{-3}}{7,322 \times 10^{-5}}$$

$$K=104,64354 \text{ MPA}$$

III.2.2.7 Vérification des contraintes :

Contrainte maximale de compression de béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0344 \times 104,64354$$

$$\sigma_{bc} = 3,60 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

- $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} (400); 110 \sqrt{1,16 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPA}$$

- $\sigma_s = 15K(d - y)$

$$\sigma_s = 15 \times 104,64354 \times (0,135 - 0,0344)$$

$$\sigma_s = 157,9071 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 157,9071 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPA} \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.2.8 Vérification de la flèche BAEL91(ArtB.7.5.1) :

$$F = \frac{q.L^2}{8EI}, I = \frac{b \times h^3}{12}, E = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPA}$$

$$F = \frac{12,418 \times (1,1)^4}{8 \times 32164,19 \times 2,81 \times 10^{-4}} = 0,25$$

$$\bar{F} = \frac{L}{250} = 0,44$$

Donc $F = 0,25 < \bar{F} = 0,44$ condition vérifiée

III.2.2.9 Schéma de ferrailage du balcon :

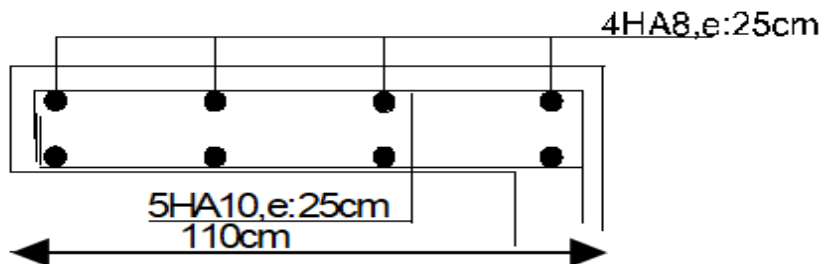


Figure 18 : ferrailage des balcons

III.3 Planchers à corps creux :

III.3.1 Introduction :

Dans toute structure, on peut identifier deux catégories d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous examinons l'analyse des composants secondaires présents dans notre bâtiment. Les planchers, l'acrotère, les escaliers et les balcons sont mentionnés. Le calcul de ces éléments est réalisé conformément aux règles du B.A.E.L en se conformant au Règlement Parasismique Algérien.

III.3.2 Définition d'un plancher :

Un plancher est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de **supporter et transmettre les charges** aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux).

Classification des planchers : Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à « hourdis creux » (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

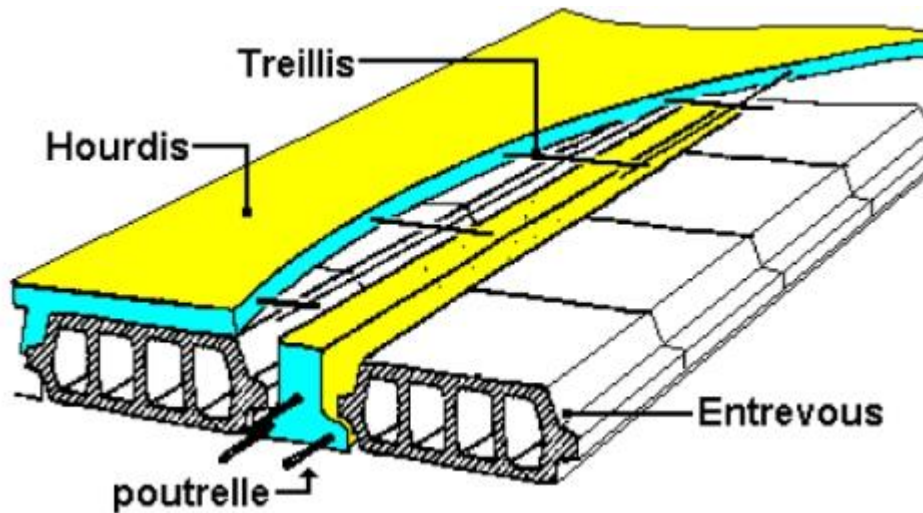


Figure 19: plancher corps creux

Notre projet est constitué d'un seul type de planchers (16+4) qui est en corps creux.

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de Remplissage (corps creux) et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

III.3.3 Justification du choix de type de planchers :

Les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple

III.3.4 Méthode de calcul :

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

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

Dans notre cas les planchers seront calculés par **La méthode forfaitaire.**

III.3.5 Méthode forfaitaire :

Nous distinguerons les planchers à charges d'exploitation modérée et les planchers à charges d'exploitation élevée, Les méthodes qui seront exposées ci-après sont applicables aux ELU et aux ELS

1. Planchers à charge d'exploitation modérée. Méthode forfaitaire.

Lorsqu'un plancher est à charge d'exploitation modérée et en plus les conditions suivantes sont remplies :

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées,
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25)
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$.

M : Moment maximal en travée étudiée.

Le principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, Dans une travée de portée L (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie P, ce moment vaut :

$$M_0 = P \frac{L^2}{8}$$

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite.

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs prises pour M_w, M_e, M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

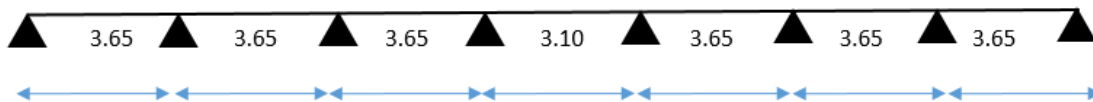
- $0,6M_0$ Dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$, Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,2M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

De part et d'autre de chaque appui on retient, pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré

III.3.5.1 Calcul des chargements :

III.3.5.1.1 Terrasse inaccessible :

Type 1 :



Calcul à E.L.U :

- $G = 5.94 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$$\text{➤ } G \times b \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5.94 \times 0.65 = 3.861 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35(3.861) + 1.5 (0.65)$$

$$q_u = 6.18735 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.18735(3.65)^2}{8} = \mathbf{10.303 \text{ k N.m.}}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.18735(3.65)^2}{8} = \mathbf{10.303 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0CD} = \mathbf{10.303 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.18735(3.10)^2}{8} = \mathbf{7.432 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0EF} = \mathbf{10.303 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0FG} = \mathbf{10.303 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0GH} = \mathbf{10.303 \text{ kN.m.}}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 10.303 \Rightarrow M_A = \mathbf{-2.0606 \text{ kN.m}}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB} ; M_{0BC} \} = -0.5 \times 10.303 \Rightarrow M_B = \mathbf{-5.1515 \text{ kN.m}}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC} ; M_{0CD} \} = -0.4 \times 10.303 \Rightarrow M_C = \mathbf{-4.1212 \text{ kN.m}}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD} ; M_{0DE} \} = -0.4 \times 10.303 \Rightarrow M_D = \mathbf{-4.1212 \text{ kN.m}}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE} ; M_{0EF} \} = -0.4 \times 10.303 \Rightarrow M_E = \mathbf{-4.1212 \text{ kN.m}}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF} ; M_{0FG} \} = -0.4 \times 10.303 \Rightarrow M_F = \mathbf{-4.1212 \text{ kN.m}}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG} ; M_{0GH} \} = -0.5 \times 10.303 \Rightarrow M_G = \mathbf{-5.1515 \text{ kN.m}}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 10.303 \Rightarrow M_H = \mathbf{-2.0606 \text{ kN.m}}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{3.861+0.65} = 0.144$$

-Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303\} - \frac{2.0606+5.1515}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{10.81; 10.74\} - 3.6060$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 7.204 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.144)}{2} \times 10.303 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 6.4043 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{AB} = 7.204 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq \max \{1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303\} - \frac{5.1515+4.1212}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 6.1737 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$Mt_{BC} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 10.303 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 5.374 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{BC} = 6.1737 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD}\} - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq \max \{1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303\} - \frac{4.1212+4.1212}{2}$$

$$M_{t_{CD}} = 6.688 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$M_{t_{CD}} = 5.374 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 6.688 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamond M_t \geq \max \{ 1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{t_{DE}} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 7.432; (1 + 0.3 \times 0.144)7.432 \} - \frac{4.1212 + 4.1212}{2}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.6824 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 7.432 \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.876 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{DE}} = 3.876 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamond M_t \geq \max \{ 1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF} \} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t_{EF}} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303 \} - \frac{4.1212 + 4.1212}{2}$$

$$M_{t_{EF}} = 6.688 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$M_{t_{EF}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 10.303 \right\}$$

$$M_{t_{EF}} = 5.374 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 6.688 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG}\} - \frac{M_F+M_G}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq \text{Max} \{1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303\} - \frac{4.1212+5.1515}{2}$$

Mt_{FG} = 6.1737 kN.m

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$Mt_{FG} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 10.303 \right\}$$

Mt_{FG} = 5.374 kN.m

On prend Mt_{FG} = 6.1737 kN.m

Travée de rive HG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG}\} - \frac{M_H+M_G}{2}$$

$$Mt_{HG} \geq \text{Max} \{1.05 \times 10.303; (1 + 0.3 \times 0.144)10.303\} - \frac{5.1515+2.0606}{2}$$

$$Mt_{HG} \geq \text{Max} \{10.81; 10.74\} - 3.6060$$

Mt_{HG} = 7.204 kN.m

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$Mt_{HG} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.144)}{2} \times 10.303 \right\}$$

Mt_{HG} = 6.4043 kN.m

On prend Mt_{HG} = 7.204 kN.m

-2.0606 -5.1515 -4.1212 -4.1212 -4.1212 -4.1212 -5.1515 -2.0606

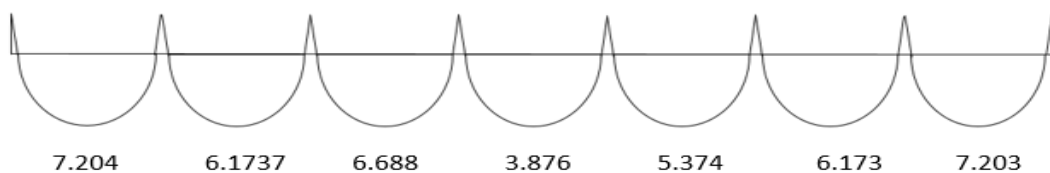


Figure 20: diagramme des moments A L'ELU

Calcul à E.L.S :

$$G = 3.861 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G+Q = 3.861+ 0.65$$

$$q_{\text{ser}} = 4.511 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.511(3.65)^2}{8} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.511(3.65)^2}{8} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0CD} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.511(3.10)^2}{8} = 5.4188 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0EF} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0FG} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0GH} = 7.5122 \text{ kN.m.}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 7.5122 \Rightarrow M_A = -1.5024 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB} ; M_{0BC} \} = -0.5 \times 7.5122 \Rightarrow M_B = -3.7561 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC} ; M_{0CD} \} = -0.4 \times 7.5122 \Rightarrow M_C = -3.0048 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD} ; M_{0DE} \} = -0.4 \times 7.5122 \Rightarrow M_D = -3.0048 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE} ; M_{0EF} \} = -0.4 \times 7.5122 \Rightarrow M_E = -3.0048 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF} ; M_{0FG} \} = -0.4 \times 7.5122 \Rightarrow M_F = -3.0048 \text{ kN.m}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG} ; M_{0GH} \} = -0.5 \times 7.5122 \Rightarrow M_G = -3.7561 \text{ kN.m}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 7.5122 \Rightarrow M_H = -1.5024 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{3.861+0.65} = 0.144$$

Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{1.05 \times 7.5122; (1 + 0.3 \times 0.144)7.5122\} - \frac{1.5024+3.7561}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{7.88; 7.83\} - 2.6292$$

$$Mt_{AB} = 5.2508 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.144)}{2} \times 7.5122 \right\}$$

$$Mt_{AB} = 4.6695 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{AB} = 5.2508 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq \max \{1.05 \times 7.5122; (1 + 0.3 \times 0.144)7.5122\} - \frac{3.7561+3.0048}{2}$$

$$Mt_{BC} = 4.4996 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$Mt_{BC} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 7.5122 \right\}$$

$$Mt_{BC} = 3.9183 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{BC} = 4.4996 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD}\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq \max \{1.05 \times 7.512; (1 + 0.3 \times 0.144)7.512\} - \frac{3.0048 + 3.0048}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{CD} = 4.8752 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{CD} = 3.9183 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{CD} = 4.8752 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE}\} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$Mt_{DE} \geq \max \{1.05 \times 5.4188; (1 + 0.3 \times 0.144)5.4188\} - \frac{3.0048 + 3.0048}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{DE} = 2.6752 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$Mt_{DE} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 5.4188 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{DE} = 2.82 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{DE} = 2.82 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF}\} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq \max \{1.05 \times 7.5122; (1 + 0.3 \times 0.144)7.5122\} - \frac{3.0048 + 3.0048}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{EF} = 4.8752 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$Mt_{EF} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 7.5122 \right\}$$

$$M_{t_{EF}} = 3.9183 \text{ Kn.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 4.8752 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamond M_t \geq \max \{1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG}\} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{t_{FG}} \geq \max \{1.05 \times 7.5122; (1 + 0.3 \times 0.144)7.5122\} - \frac{3.0048 + 3.7561}{2}$$

$$M_{t_{FG}} = 4.4995 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$M_{t_{FG}} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.144)}{2} \times 7.5122 \right\}$$

$$M_{t_{FG}} = 3.9183 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 4.4995 \text{ kN.m}$

Travée de rive HG :

$$\diamond M_t \geq \max \{1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG}\} - \frac{M_H + M_G}{2}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \max \{1.05 \times 7.5122; (1 + 0.3 \times 0.144)7.5122\} - \frac{3.7561 + 1.5024}{2}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \max \{7.88; 7.46\} - 2.6292$$

$$M_{t_{HG}} = 5.2507 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.144)}{2} \times 7.5122 \right\}$$

$$M_{t_{HG}} = 4.6695 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{HG}} = 5.2507 \text{ kN.m}$

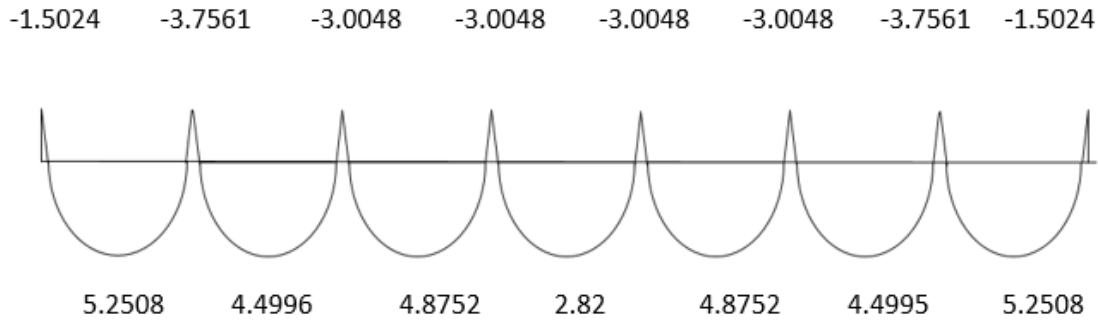


Figure 21: diagrammes des moments A L'ELS

Calcul les efforts tranchants :

Travée de rive AB :

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

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

Travée de rive AB :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 7.204}{2.0606 + 7.204}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.69

$$V_w = -2 \times \frac{2.0606 + 7.204}{1.69}$$

V_w = -10.964 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.0606 + 7.204}{5.1515 + 7.204}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.95

$$V_e = 2 \times \frac{5.1515 + 7.204}{1.95}$$

$V_e = 12.672 \text{ kN}$

Travée intermédiaire BC :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.1737}{5.1515 + 6.1737}}} \right) \times 3.65$$

$a = 1.86$

$$V_w = -2 \times \frac{5.1515 + 6.1737}{1.86}$$

$V_w = -12.177 \text{ kN}$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 6.1737}{4.1212 + 6.1737}}} \right) \times 3.65$$

$b = 1.78$

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.1737}{1.78}$$

$V_e = 11.567 \text{ kN}$

Travée intermédiaire CD :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.686}{4.1212 + 6.686}}} \right) \times 3.65$$

$a = 1.82$

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

$V_w = -11.878 \text{ kN}$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.686}{4.1212 + 6.686}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.82

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

V_e = 11.878 kN

Travée intermédiaire DE :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 3.876}{4.1212 + 3.876}}} \right) \times 3.10$$

a = 1.55

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 3.876}{1.55}$$

V_w = -10.319 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 3.876}{4.1212 + 3.876}}} \right) \times 3.10$$

b = 1.55

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 3.876}{1.55}$$

V_e = 10.319 kN

Travée intermédiaire EF :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.688}{4.1212 + 6.688}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.825

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.688}{1.825}$$

V_w = -11.845 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.688}{4.1212 + 6.688}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.825

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

V_e = 11.845 kN

Travée intermédiaire FG :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 6.173}{4.1212 + 6.173}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.781

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.173}{1.78}$$

V_w = -11.56 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.173}{5.1515 + 6.173}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.86

$$V_e = 2 \times \frac{5.1515 + 6.173}{1.86}$$

V_e = 12.17 kN

Travée de rive HG :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.0606 + 7.203}{2.0606 + 7.203}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.95

$$V_w = -2 \times \frac{5.1515 + 7.203}{1.95}$$

V_w = -12.671 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 7.203}{2.0606 + 7.203}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.69

$$V_e = 2 \times \frac{2.0606 + 7.203}{1.69}$$

V_e = 10.96 kN

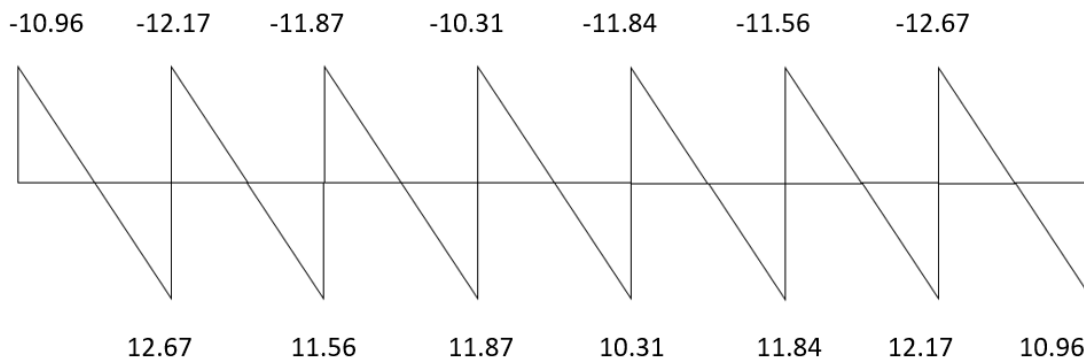


Figure 22: Diagramme l'effort tranchant.

Plancher terrasse :

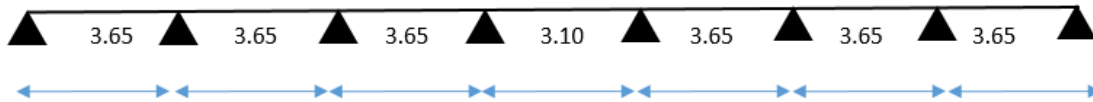
Ma max : 5.1515 kN.m

Mt max : 7.204 kN.m

T max : 12.67 kN.m

III.3.5.1.2 Plancher étage courant :

Type 1 :



Calcul à E.L.U :

- $G = 5.15 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

$$\triangleright G \times b \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5.15 \times 0.65 = 3.3475 \text{ kN/ml} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (3.3475) + 1.5 (0.975)$$

$$q_u = 5.9816 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.981(3.65)^2}{8} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.981(3.65)^2}{8} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0CD} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.981(3.10)^2}{8} = 7.184 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0EF} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0FG} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0GH} = 9.96 \text{ kN.m.}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 9.96 \Rightarrow M_A = -1.99 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB} ; M_{0BC} \} = -0.5 \times 9.96 \Rightarrow M_B = -4.98 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC} ; M_{0CD} \} = -0.4 \times 9.96 \Rightarrow M_C = -3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD} ; M_{0DE} \} = -0.4 \times 9.96 \Rightarrow M_D = -3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE} ; M_{0EF} \} = -0.4 \times 9.96 \Rightarrow M_E = -3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF} ; M_{0FG} \} = -0.4 \times 9.96 \Rightarrow M_F = -3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG} ; M_{0GH} \} = -0.5 \times 9.96 \Rightarrow M_G = -4.98 \text{ kN.m}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 9.96 \Rightarrow M_H = -1.99 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{3.347+0.97} = 0.224$$

Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{ 1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} \} - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{ 1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96 \} - \frac{1.99+4.98}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{ 10.45; 10.62 \} - 3.485$$

$$Mt_{AB} = 7.135 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.224)}{2} \times 9.96 \right\}$$

$$Mt_{AB} = 6.31 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{AB} = 7.135 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond Mt \geq \max \{ 1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC} \} - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_{t_{BC}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96 \right\} - \frac{4.98+3.98}{2}$$

$$M_{t_{BC}} = 6.159 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$M_{t_{BC}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.224)}{2} \times 9.96 \right\}$$

$$M_{t_{BC}} = 5.314 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = 6.159 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD} \right\} - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_{t_{CD}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96 \right\} - \frac{3.98+3.98}{2}$$

$$M_{t_{CD}} = 6.64 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$M_{t_{CD}} = 5.314 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 6.64 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \right\} - \frac{M_D+M_E}{2}$$

$$M_{t_{DE}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 7.184; (1 + 0.3 \times 0.224)7.184 \right\} - \frac{3.98+3.98}{2}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.68 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.224)}{2} \times 7.184 \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.83 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{DE} = 3.83 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF}\} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq \max \{1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96\} - \frac{3.98 + 3.98}{2}$$

$Mt_{EF} = 6.64 \text{ kN.m}$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$Mt_{EF} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.224)}{2} \times 9.96 \right\}$$

$Mt_{EF} = 5.31 \text{ kN.m}$

On prend $Mt_{EF} = 6.64 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG}\} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq \max \{1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96\} - \frac{3.98 + 4.98}{2}$$

$Mt_{FG} = 6.14 \text{ kN.m}$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$Mt_{FG} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.224)}{2} \times 9.96 \right\}$$

$Mt_{FG} = 5.31 \text{ kN.m}$

On prend $Mt_{FG} = 6.14 \text{ kN.m}$

Travée de rive HG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG}\} - \frac{M_H + M_G}{2}$$

$$Mt_{HG} \geq \max \{1.05 \times 9.96; (1 + 0.3 \times 0.224)9.96\} - \frac{4.98 + 1.99}{2}$$

$$Mt_{HG} \geq \max \{10.45; 10.62\} - 3.485$$

$$Mt_{HG} = 7.13 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$Mt_{HG} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.224)}{2} \times 9.96 \right\}$$

$$Mt_{HG} = 6.30 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{HG} = 7.13 \text{ kN.m}$

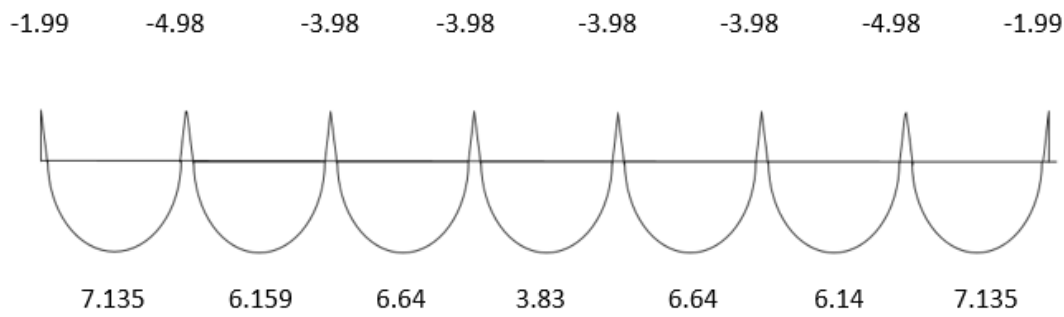


Figure 23: diagramme des moments A l'ELU

Calcul à E.L.S :

$$G = 3.3475 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G+Q = 3.3475+ 0.975$$

$$q_{ser} = 4.3225 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4.3225(3.65)^2}{8} = 7.20 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4.3225(3.65)^2}{8} = 7.20 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0CD} = 7.20 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{4.3225(3.10)^2}{8} = 5.19 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0EF} = 7.20 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0FG} = 7.20 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0GH} = 7.20 \text{ kN.m.}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 7.20 \Rightarrow M_A = -1.44 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB}; M_{0BC} \} = -0.5 \times 7.20 \Rightarrow M_B = -3.60 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC}; M_{0CD} \} = -0.4 \times 7.20 \Rightarrow M_C = -2.88 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD}; M_{0DE} \} = -0.4 \times 7.20 \Rightarrow M_D = -2.88 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE}; M_{0EF} \} = -0.4 \times 7.20 \Rightarrow M_E = -2.88 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF}; M_{0FG} \} = -0.4 \times 7.20 \Rightarrow M_F = -2.88 \text{ kN.m}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG}; M_{0GH} \} = -0.5 \times 7.20 \Rightarrow M_G = -3.60 \text{ kN.m}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 7.20 \Rightarrow M_H = -1.44 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.3475+0.975} = 0.225$$

Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{ 1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha) M_{0AB} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225) 7.20 \} - \frac{1.44 + 3.60}{2}$$

$$Mt_{AB} = 5.17 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$M_{t_{AB}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.225)}{2} \times 7.20 \right\}$$

$$M_{t_{AB}} = 4.563 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{AB}} = 5.17 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t_{BC}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225)7.20 \right\} - \frac{3.60 + 2.88}{2}$$

$$M_{t_{BC}} = 4.45 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$M_{t_{BC}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.225)}{2} \times 7.20 \right\}$$

$$M_{t_{BC}} = 3.84 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = 4.45 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD} \right\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{t_{CD}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225)7.20 \right\} - \frac{2.88 + 2.88}{2}$$

$$M_{t_{CD}} = 4.81 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$M_{t_{CD}} = 3.84 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 4.81 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \right\} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{t_{DE}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 5.19; (1 + 0.3 \times 0.225)5.19 \right\} - \frac{2.88 + 2.88}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{DE} = 2.66 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$Mt_{DE} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.225)}{2} \times 5.19 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{DE} = 2.77 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{\text{On prend } Mt_{DE} = 2.77 \text{ kN.m}}$$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamond Mt \geq \max \{ 1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF} \} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225)7.20 \} - \frac{2.88+2.88}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{EF} = 4.81 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$Mt_{EF} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.225)}{2} \times 7.20 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{EF} = 3.84 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{\text{On prend } Mt_{EF} = 4.81 \text{ kN.m}}$$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamond Mt \geq \max \{ 1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG} \} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225)7.20 \} - \frac{2.88+3.60}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{FG} = 4.45 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$Mt_{FG} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.225)}{2} \times 7.20 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{FG} = 3.84 \text{ kN.m}}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 4.45 \text{ kN.m}$

Travée de rive HG :

$$\diamond M_t \geq \max \left\{ 1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG} \right\} - \frac{M_H + M_G}{2}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \max \left\{ 1.05 \times 7.20; (1 + 0.3 \times 0.225)7.20 \right\} - \frac{2.88 + 1.44}{2}$$

$M_{t_{HG}} = 5.17 \text{ kN.m}$

$$\diamond M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3 \times (0.225)}{2} \times 7.20 \right\}$$

$M_{t_{HG}} = 4.56 \text{ kN.m}$

On prend $M_{t_{HG}} = 5.17 \text{ kN.m}$

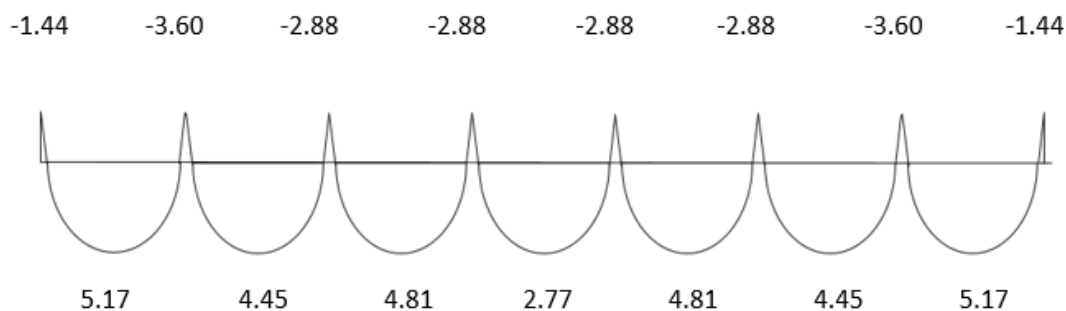


Figure 24: diagramme du moment A L'ELS

Calcul les efforts tranchants :

Travée de rive AB :

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

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

Travée de rive AB :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 7.204}{2.0606 + 7.204}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.70

$$V_w = -2 \times \frac{2.0606 + 7.204}{1.69}$$

V_w = -10.78 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.0606 + 7.204}{5.1515 + 7.204}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.95

$$V_e = 2 \times \frac{5.1515 + 7.204}{1.95}$$

V_e = 12.42 kN

Travée intermédiaire BC :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.1737}{5.1515 + 6.1737}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.87

$$V_w = -2 \times \frac{5.1515 + 6.1737}{1.86}$$

V_w = -11.92 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 6.1737}{4.1212 + 6.1737}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.78

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.1737}{1.78}$$

V_e = 11.38 kN

Travée intermédiaire CD :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.686}{4.1212 + 6.686}}} \right) \times 3.65$$

a = 1.83

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

V_w = -11.66 kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.686}{4.1212 + 6.686}}} \right) \times 3.65$$

b = 1.83

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

V_e = 11.66 kN

Travée intermédiaire DE :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 3.876}{4.1212 + 3.876}}} \right) \times 3.10$$

a = 1.55

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 3.876}{1.55}$$

$V_w = -10.09$ kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 3.876}{4.1212 + 3.876}}} \right) \times 3.10$$

$b = 1.55$

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 3.876}{1.55}$$

$V_e = 10.09$ kN

Travée intermédiaire EF :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.688}{4.1212 + 6.688}}} \right) \times 3.65$$

$a = 1.83$

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.688}{1.825}$$

$V_w = -11.66$ kN

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.688}{4.1212 + 6.688}}} \right) \times 3.65$$

$b = 1.83$

$$V_e = 2 \times \frac{4.1212 + 6.686}{1.82}$$

$V_e = 11.66$ kN

Travée intermédiaire FG :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 6.173}{4.1212 + 6.173}}} \right) \times 3.65$$

$$a = 1.78$$

$$V_w = -2 \times \frac{4.1212 + 6.173}{1.78}$$

$$V_w = -11.38 \text{ kN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4.1212 + 6.173}{5.1515 + 6.173}}} \right) \times 3.65$$

$$b = 1.87$$

$$V_e = 2 \times \frac{5.1515 + 6.173}{1.86}$$

$$V_e = 11.92 \text{ kN}$$

Travée de rive HG :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.0606 + 7.203}{2.0606 + 7.203}}} \right) \times 3.65$$

$$a = 1.95$$

$$V_w = -2 \times \frac{5.1515 + 7.203}{1.95}$$

$$V_w = -12.42 \text{ kN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.1515 + 7.203}{2.0606 + 7.203}}} \right) \times 3.65$$

$$b = 1.70$$

$$V_e = 2 \times \frac{2.0606 + 7.203}{1.69}$$

$V_e = 10.78 \text{ kN}$

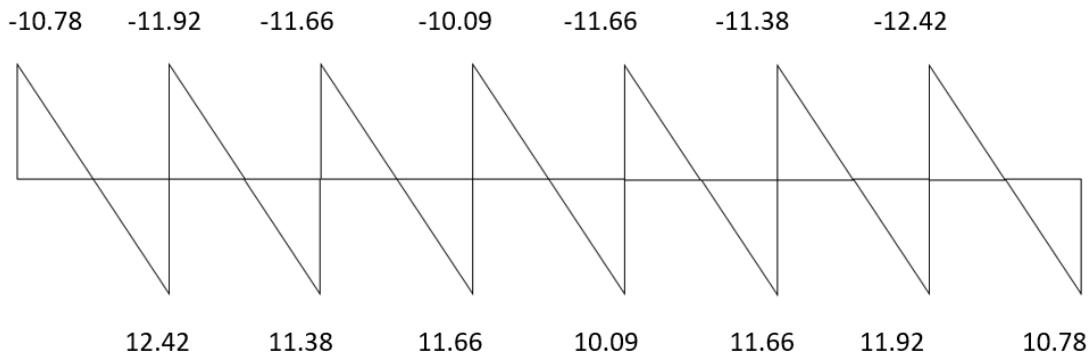


Figure 25: diagramme de l'effort tranchant

Plancher étage courant :

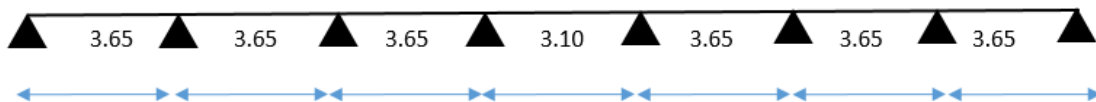
Ma max : 4.98 kN

Mt max : 7.13 kN

T max : 12.42 kN

III.3.5.1.3 RDC et sous-sol :

Type 1 :



Calcul à E.L.U :

- $G = 5.15 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

➤ $G \times b \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G = 5.15 \times 0.65 = 3.3475 \text{ kN/ml} \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$

$qu = 1.35G + 1.5 Q$

$qu = 1.35 (3.3475) + 1.5 (1.625)$

$$q_u = 6.96 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.96(3.65)^2}{8} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.18735(3.65)^2}{8} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0CD} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.96(3.10)^2}{8} = \mathbf{8.36 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0EF} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0FG} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

$$M_{0GH} = \mathbf{11.59 \text{ kN.m.}}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 11.59 \Rightarrow M_A = \mathbf{-2.32 \text{ kN.m}}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB} ; M_{0BC} \} = -0.5 \times 11.59 \Rightarrow M_B = \mathbf{-5.79 \text{ kN.m}}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC} ; M_{0CD} \} = -0.4 \times 11.59 \Rightarrow M_C = \mathbf{-4.63 \text{ kN.m}}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD} ; M_{0DE} \} = -0.4 \times 11.59 \Rightarrow M_D = \mathbf{-4.63 \text{ kN.m}}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE} ; M_{0EF} \} = -0.4 \times 11.59 \Rightarrow M_E = \mathbf{-4.63 \text{ kN.m}}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF} ; M_{0FG} \} = -0.4 \times 11.59 \Rightarrow M_F = \mathbf{-4.63 \text{ kN.m}}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG} ; M_{0GH} \} = -0.5 \times 11.59 \Rightarrow M_G = \mathbf{-5.79 \text{ kN.m}}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 11.59 \Rightarrow M_H = \mathbf{-2.32 \text{ kN.m}}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{3.3475+1.625} = \mathbf{0.327}$$

Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59\} - \frac{2.32 + 5.79}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{12.16; 12.726\} - 4.055$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 8.671 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3 \times (0.327)}{2} \times 11.59 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 7.52 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{AB} = 8.67 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq \max \{1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59\} - \frac{5.79 + 4.63}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 7.516 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$Mt_{BC} = \max \left\{ \frac{1 + 0.3(0.327)}{2} \times 11.59 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 6.36 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{BC} = 7.51 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD}\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq \max \{1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59\} - \frac{4.63 + 4.63}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{CD} = 8.09 \text{ kN.m}}$$

$$\diamondsuit Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$Mt_{CD} = 6.36 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } Mt_{CD} = 8.09 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamondsuit Mt \geq \max \{ 1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$Mt_{DE} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 8.36; (1 + 0.3 \times 0.327)8.36 \right\} - \frac{4.63+4.63}{2}$$

$$Mt_{DE} = 4.55 \text{ kN.m}$$

$$\diamondsuit Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$Mt_{DE} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 8.36 \right\}$$

$$Mt_{DE} = 4.59 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } Mt_{DE} = 4.59 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamondsuit Mt \geq \max \{ 1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF} \} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59 \right\} - \frac{4.63+4.63}{2}$$

$$Mt_{EF} = 8.09 \text{ kN.m}$$

$$\diamondsuit Mt \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$Mt_{EF} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 11.59 \right\}$$

$$Mt_{EF} = 6.36 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } Mt_{EF} = 8.09 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamondsuit Mt \geq \max \{ 1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG} \} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{t_{FG}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59 \right\} - \frac{4.63+5.79}{2}$$

$$M_{t_{FG}} = 7.51 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$M_{t_{FG}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 11.59 \right\}$$

$$M_{t_{FG}} = 6.36 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 7.51 \text{ kN.m}$

Travée de rive HG :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG} \right\} - \frac{M_H+M_G}{2}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 11.59; (1 + 0.3 \times 0.327)11.59 \right\} - \frac{5.79+2.32}{2}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \text{Max} \{ 12.16; 12.726 \} - 4.055$$

$$M_{t_{HG}} = 8.67 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$M_{t_{HG}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.327)}{2} \times 11.59 \right\}$$

$$M_{t_{HG}} = 7.52 \text{ kN.m}$$

On prend $M_{t_{HG}} = 8.67 \text{ kN.m}$

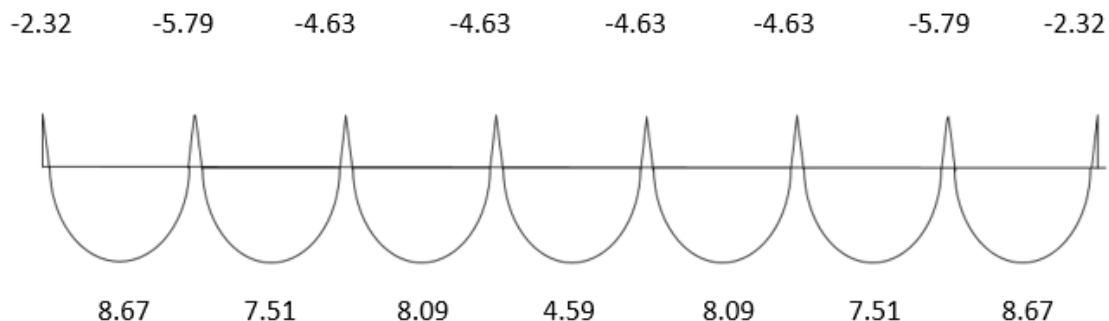


Figure 26 : diagramme des moments étage RDC

Calcul à E.L.S :

$$G = 3.3475 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.625 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G+Q = 3.3475+ 1.625$$

$$q_{\text{ser}} = 4.97 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.97(3.65)^2}{8} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.97(3.65)^2}{8} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0CD} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{4.97(3.10)^2}{8} = 5.97 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0EF} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0FG} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0GH} = 8.28 \text{ kN.m.}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = -0.2 M_{0AB} = -0.2 \times 8.28 \Rightarrow M_A = -1.66 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max \{ M_{0AB} ; M_{0BC} \} = -0.5 \times 8.28 \Rightarrow M_B = -4.14 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max \{ M_{0BC} ; M_{0CD} \} = -0.4 \times 8.28 \Rightarrow M_C = -3.31 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max \{ M_{0CD} ; M_{0DE} \} = -0.4 \times 8.28 \Rightarrow M_D = -3.31 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max \{ M_{0DE} ; M_{0EF} \} = -0.4 \times 8.28 \Rightarrow M_E = -3.31 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0.4 \max \{ M_{0EF} ; M_{0FG} \} = -0.4 \times 8.28 \Rightarrow M_F = -3.31 \text{ kN.m}$$

$$M_G = -0.5 \max \{ M_{0FG} ; M_{0GH} \} = -0.5 \times 8.28 \Rightarrow M_G = -4.14 \text{ kN.m}$$

$$M_H = -0.2 M_{0GH} = -0.2 \times 8.28 \Rightarrow M_H = -1.66 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = 0.327$$

Travée de rive AB :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \{1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28\} - \frac{1.66 + 4.14}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 6.19 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} \right\}$$

$$Mt_{AB} \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3 \times (0.327)}{2} \times 8.28 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{AB} = 5.37 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{AB} = 6.19 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire BC :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq \max \{1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28\} - \frac{4.14 + 3.31}{2}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 5.37 \text{ kN.m}}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} \right\}$$

$$Mt_{BC} = \max \left\{ \frac{1 + 0.3(0.327)}{2} \times 8.28 \right\}$$

$$\mathbf{Mt_{BC} = 4.546 \text{ kN.m}}$$

On prend $\mathbf{Mt_{BC} = 5.37 \text{ kN.m}}$

Travée intermédiaire CD :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0CD}; (1 + 0.3\alpha)M_{0CD}\} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq \max \{1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28\} - \frac{3.31 + 3.31}{2}$$

$$M_{t_{CD}} = 5.78 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \right\}$$

$$M_{t_{CD}} = 4.54 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } M_{t_{CD}} = 5.78 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire DE :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0DE}; (1 + 0.3\alpha)M_{0DE} \right\} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{t_{DE}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 5.97 ; (1 + 0.3 \times 0.327)5.97 \right\} - \frac{3.31+3.31}{2}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.25 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 5.97 \right\}$$

$$M_{t_{DE}} = 3.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } M_{t_{DE}} = 3.28 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire EF :

$$\diamond M_t \geq \text{max} \left\{ 1.05M_{0EF}; (1 + 0.3\alpha)M_{0EF} \right\} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t_{EF}} \geq \text{Max} \left\{ 1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28 \right\} - \frac{3.31+3.31}{2}$$

$$M_{t_{EF}} = 5.78 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \right\}$$

$$M_{t_{EF}} = \text{Max} \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 8.28 \right\}$$

$$M_{t_{EF}} = 4.54 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend } M_{t_{EF}} = 5.78 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire FG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0FG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0FG}\} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq \max \{1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28\} - \frac{3.31 + 4.14}{2}$$

$$Mt_{FG} = 5.37 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0FG} \right\}$$

$$Mt_{FG} = \max \left\{ \frac{1+0.3(0.327)}{2} \times 8.28 \right\}$$

$$Mt_{FG} = 4.54 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{FG} = 5.37 \text{ kN.m}$

Travée de rive HG :

$$\diamond Mt \geq \max \{1.05M_{0HG}; (1 + 0.3\alpha)M_{0HG}\} - \frac{M_H + M_G}{2}$$

$$Mt_{HG} \geq \max \{1.05 \times 8.28; (1 + 0.3 \times 0.327)8.28\} - \frac{4.14 + 1.66}{2}$$

$$Mt_{HG} = 6.19 \text{ kN.m}$$

$$\diamond Mt \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0HG} \right\}$$

$$Mt_{HG} \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3 \times (0.327)}{2} \times 8.28 \right\}$$

$$Mt_{HG} = 5.37 \text{ kN.m}$$

On prend $Mt_{HG} = 6.19 \text{ kN.m}$

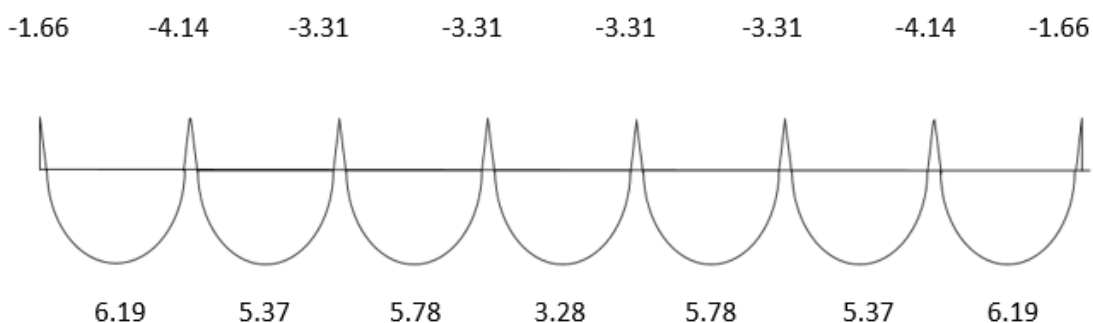


Figure 27: Diagramme des moments A L'ELS

Calcul les efforts tranchants :Travée de rive AB :

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

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

Travée de rive AB :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.79 + 8.67}{2.32 + 8.67}}} \right) \times 3.65$$

$$a = 1.70$$

$$V_w = -2 \times \frac{2.32 + 8.67}{1.70}$$

$$V_w = -12.93 \text{ kN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.32 + 8.67}{5.79 + 8.67}}} \right) \times 3.65$$

$$b = 1.95$$

$$V_e = 2 \times \frac{5.79 + 8.67}{1.95}$$

$$V_e = 14.83 \text{ kN}$$

Travée intermédiaire BC :

$$a = 1.87$$

$$V_w = -2 \times \frac{5.79 + 7.51}{1.87}$$

$$V_w = -14.22 \text{ kN}$$

$$b = 1.78$$

$$V_e = 2 \times \frac{4.63 + 7.51}{1.78}$$

$$V_e = 13.64 \text{ kN}$$

Travée intermédiaire CD :

$$a = 1.83$$

$$V_w = -13.90 \text{ kN}$$

$$b = 1.83$$

$$V_e = 13.90 \text{ kN}$$

Travée intermédiaire DE :

$$a = 1.55$$

$$V_w = -11.90 \text{ kN}$$

$$b = 1.55$$

$$V_e = 11.90 \text{ kN}$$

Travée intermédiaire EF :

$$a = 1.83$$

$$V_w = -13.90 \text{ kN}$$

$$b = 1.83$$

$$V_e = 13.90 \text{ kN}$$

Travée intermédiaire FG :

$$a = 1.78$$

$$V_w = -13.64 \text{ kN}$$

$$b = 1.87$$

$$V_e = 14.22 \text{ kN}$$

Travée de rive HG :

a = 1.95

V_w = -14.83 kN

b = 1.70

V_e = 12.93 kN

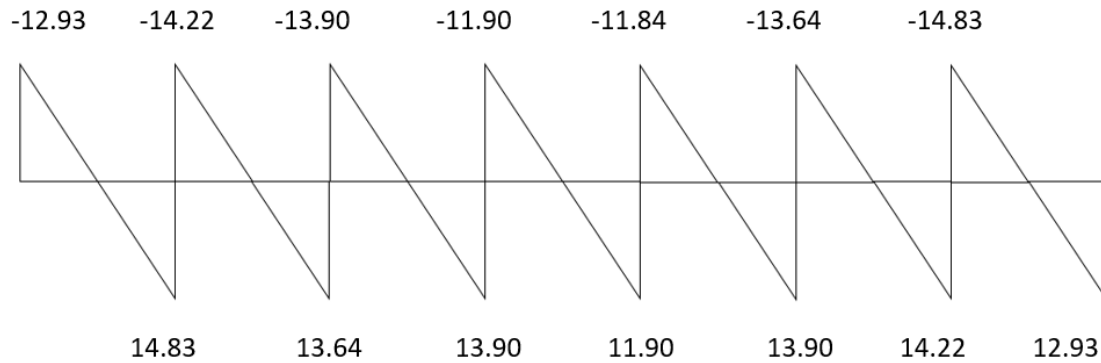


Figure 28: diagramme des l'effort tranchet

RDC et sous-sol :

Ma max : 8.67 kN

M t max : 5.79 kN

T max : 14.83 Kn

III.3.6 Ferraillage :

En travée :

M_{tu}max = 8.67 kN

Le moment capable dans la table :

b = 0.65 m , h₀ = 0.04 m , h = 0.20 m ; b₀ = 0.10 m

d = 0.9h = 0.9 × 0.20 = 0.18 m , fbc = 14.16 MPa

Mt = μ.b.d².fbc

α₀ = $\frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} \Rightarrow \alpha_0 = 0.22$

0.166 ≤ α₀ ≤ 0.259

Donc :

$$\mu = 1.14 \alpha_0 - 0.57 \alpha_0^2 - 0.07$$

$$Mt = 0.153 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.16$$

$$Mt = 0.0456 \text{ MN.m} = 45.6 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_{tu \max} = 8.67 \text{ kN} < Mt = 45.6 \text{ kN.m}$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression et la section T sera calculée comme une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

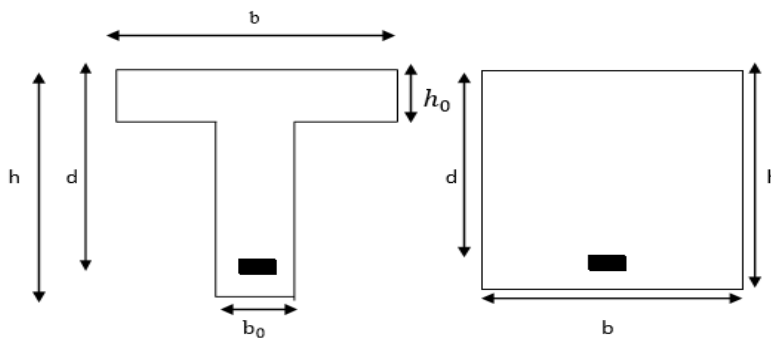


Figure 29: section transversal et rectangulaire de poutrelle en travée

$$\mu = \frac{Mtu}{b_0 d^2} = \frac{8.67 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.0290$$

$$\mu = 0.0290 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A_s' = 0$$

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

$$\alpha = 0.0367 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 18 (1 - 0.4 (0.0367))$$

$$Z = 17.735 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{Mt \max}{Z \times \sigma_s} = \frac{8.67 \times 10^3}{17.735 \times 348}$$

$$A_s = 1.404 \text{ cm}^2 = 1.404 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

En appuis : $Ma \max = 5.79 \text{ kN}$

Le moment sur appuis est négligé, donc les fibres supérieures sont mises à la traction et comme le béton tendu est négligé donc le calcul de la section en T sera calculé comme une section rectangulaire : $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{Ma_u}{b_0 d^2} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.1262$$

$$\mu = 0.1262 < \mu_l = 0.391 \text{ donc } A_s' = 0$$

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

$$\alpha = 0.1689 \Rightarrow \text{pivot}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 18 (1 - 0.4 (0.1689))$$

$$Z = 16.790 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{Ma_{max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.79 \times 10^3}{16.79 \times 348}$$

$$A_s = 0.990 \text{ cm}^2 = 1.404 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

III.3.6.1 Condition de non fragilité :

$$\text{En travée : } A_t \text{ min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t \text{ min} \geq \frac{0.23(65)(18)(2.1)}{400}$$

$$A_t \text{ min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a \text{ min} \geq \frac{0.23(10)(18)(2.1)}{400}$$

$$A_a \text{ min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s \text{ travée} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_t \text{ min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$

$$A_s \text{ appuis} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_a \text{ min} = 0.217 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Résumé :

- En travée : $2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$.
- En appuis : $2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

III.3.6.2 Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**Le diamètre des armatures transversales est de :**

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing 1, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\varnothing t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, 12 \text{ mm}, \frac{100}{10} \right\}$$

$$\varnothing t \leq \min \{ 5.71, 12 \text{ mm}, 10 \}$$

On adopte $\varnothing t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \quad \Rightarrow \quad A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1 \text{ cm}^2.$$

Espacement des cadres BAEL 91 Art 5.2.5 :

Zone courante : $St \leq \min \{ 0.9, 40 \text{ cm} \}$

$$St \leq \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 16.2 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

Zone modale : $St = \frac{St (\text{zone courante})}{2} = \frac{15}{2}$

$$\mathbf{St = 8 \text{ cm}}$$

I.4.8 Vérification de l'effort tranchant :

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

$$v_u \text{ max} = 14.83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u \text{ max}}{b_0 d} = \frac{14.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18}$$

$$\mathbf{\tau_u = 0.823 \text{ MPa}}$$

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

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

$$\tau_u = 0.823 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

III.3.8 Vérification à L'ELS :

Dans notre cas, on a la fissuration est peu préjudiciable, l'acier de nuance FeE400 et la section est rectangulaire et le calcul est à flexion simple .donc la fissuration a l'ELS ne sera pas nécessaire si la condition suivant est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M\mu}{M_{ser}} , \alpha = 1.25 (1-\sqrt{1-2u})$$

En travée : $M\mu$ travée = 8.67 kN , M_{ser} = 6.19 kN

$$\mu = 0.029 , \alpha = 0.0367$$

$$\gamma = \frac{8.67}{6.19} = 1.40$$

$$\alpha = 0.0367 \leq \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.0367 \leq 0.45 \dots\dots\dots CV$$

En appuis : $M\mu$ appuis = 5.79 kN , M_{ser} = 4.14 kN

$$\mu = 0.126 , \alpha = 0.168$$

$$\gamma = \frac{5.79}{4.14} = 1.39$$

$$\alpha = 0.126 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.126 \leq 0.445 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'Ya aucune vérification à l'ELS.

Vérification de la flèche : il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche c'est les conditions suivant sont vérifier (**Article B 6.5.1 BAEL 91**) :

- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{365} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.054 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$
- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M0} \Rightarrow \frac{20}{365} \geq \frac{6.19}{10(8.28)} \Rightarrow 0.054 \leq 0.074 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$
- ❖ $\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{2.26}{10 \times 18} \Rightarrow 0.012 \geq 0.010 \dots \dots \dots \text{C.N.V.}$

Donc : la vérification de la flèche est nécessaire.

III.3.9 Calcul de la flèche : (Article B 6.5.2 BAEL 91)

On doit vérifier $f < \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm.}$$

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Porté libre de la poutrelle.

$$f = \frac{Mt^s \times L^2}{10 E_v \times Ifv}$$

Mt^s : Moment de service maximal dans la travée.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{fc28} = 10819 \text{ MPa.}$$

Ifv : Inertie fictive pour les charges de longue travée.

$$Ifv = \frac{1.1 I_0}{1 + u \times \lambda v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec n=15

Air de la section homogénéisé : $B_0 = B + nA_s$

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15(2.26)$$

$$B_0 = 453.9 \text{ cm}^2$$

a) Calcule V1 et V2 :

$$V1 = \frac{Sxx}{B_0} \quad , \quad V2 = h - V1$$

Sxx : moment statique homogénéisé.

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

$$S_{xx} = \frac{10(20)^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.26)(18)$$

$$S_{xx} = 3050.2 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{3050.2}{453.9} = 6.71 \text{ cm} \quad , \quad V2 = 20 - 6.71 = 13.29 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V1^3 + V2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h^2}{12} + (V1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(V2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{10}{3}(6.71^3 + 13.29^3) + (65 - 10) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6.71 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.26 \\ \times (13.29 - 2)^2$$

$$I_0 = 18326.35 \text{ cm}^4$$

b) Calcule coefficient :

$$\lambda_v = \frac{0.02 ft28}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \quad , \quad \rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.012$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3\frac{10}{65})0.012} = 1.42$$

$$u = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 ft28}{4\rho \sigma_s + ft28} , 0 \right\} \quad , \quad \sigma_s = 119.98 \text{ MPa}$$

$$u = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.012)(119.98) + 2.1} , 0 \right\}$$

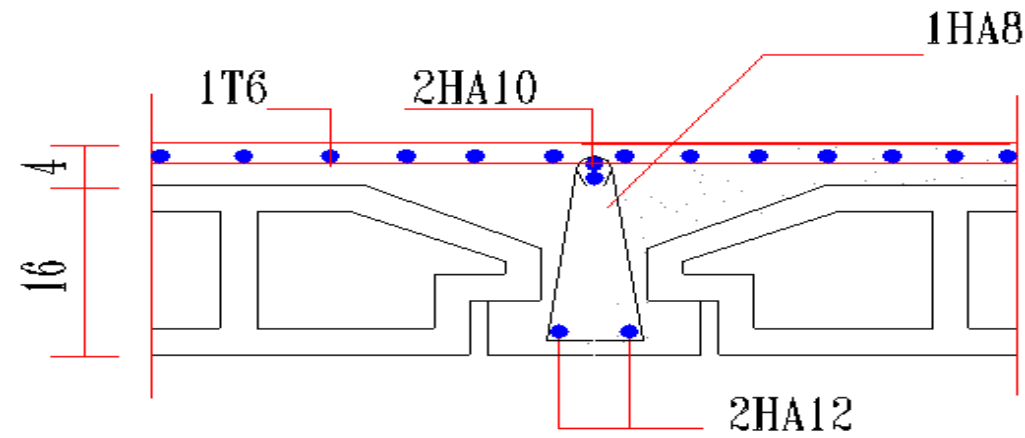
$$u = 0.532$$

$$I_{fv} = \frac{1.1(18326.35)}{1+(0.532 \times 1.42)} = 11483.72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.19 \times (365)^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11483.72 \times 10^{-8}}$$

$$f = 6.63 \times 10^{-3} = 0.0066 \text{ m} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f = 0.66 \text{ cm} < \bar{f} = 0.73 \text{ cm} \dots \text{ Condition vérifié.}$$

Ferraillages des poutrelles :**Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression sera ferraillé dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferraillage est en treille soudée (**BAEL 91 B.6.8.4**).

-20 cm (5 par mètre) pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.

-33 cm (3 par mètre) pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}, \quad \text{avec : } L_1 \text{ en cm}$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

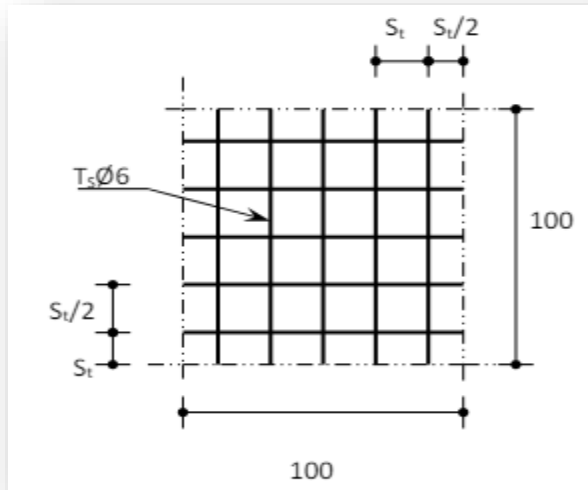
On a : $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$- A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA6} \longrightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{St} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- $A_2 = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$ Soit 5HA6 $\rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$

St = 20 cm



- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé Ø6 et un espacement (20×20) cm.

III.4 Calcul les escaliers

III.4.1 Introduction :

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposés en gradins afin de permettre de se déplacer à Pied d'un niveau à un autre.

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier des étages courant sont à deux volées avec deux paliers. Et. L'escalier de RDC et du sous-sol à trois volées.

Terminologie :

La volée :

C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et situées entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

La paillasse : C'est la dalle plate supportant les marches d'une volée.

Le palier : la Partie horizontale d'un escalier où s'arrêtent les marches au niveau de l'étage ou entre deux étages successifs.

La marche : La surface délimitée par la foulée et l'embranchement.

L'embranchement : C'est la largeur utile d'une volée et elle est fonction de la destination de l'escalier.

La contre marche :

La partie verticale de la marche, elle marque la différence de niveau de deux marches successives.

III.4.2 **Hypothèses de calcul** :

Les escaliers sont protégés contre les intempéries, ce qui signifie que les fissures seront considérées comme peu préjudiciables. Cela entraînera un calcul de ferrailage à l'ELU, puis une vérification des contraintes à l'ELS.

Pour calculer le moment de la travée isostatique, l'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie.

Schéma statique :

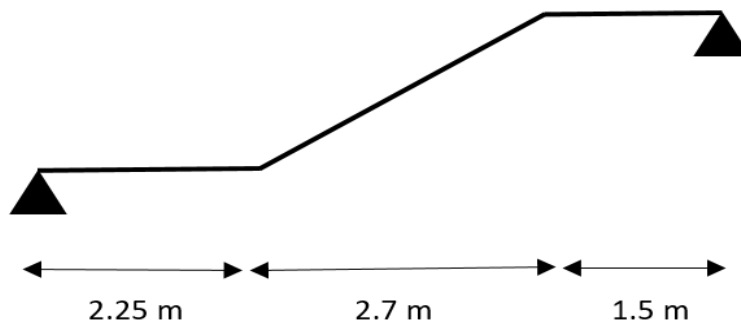


Figure 30: schéma statique de l'escalier

III.4.3 Combinaison des charges :

$$G_{\text{paillasse}}=9.32 \quad G_{\text{palier}}=6.56$$

Paillasse :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (9.32) + 1.5 (2.5)$$

$$q_u = 16.33 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 9.32 + 2.5$$

$$q_{\text{ser}} = 11.82 \text{ KN/m.}$$

Palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 (6.56) + 1.5 (2.5)$$

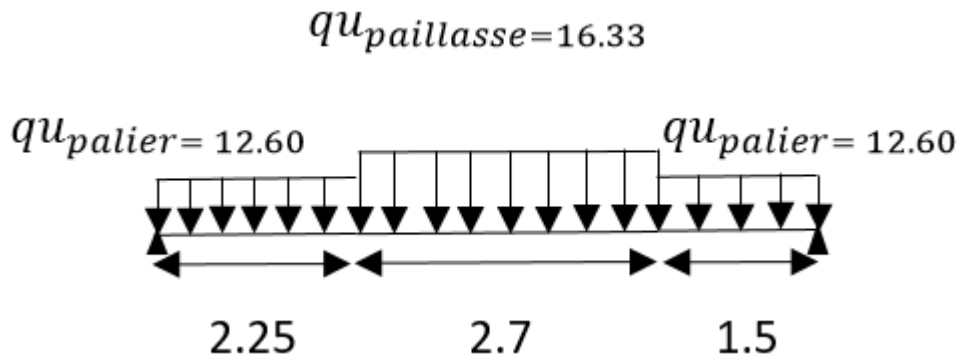
$$q_u = 12.60 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = 6.56 + 2.5$$

$$q_{\text{ser}} = 9.06 \text{ KN/m.}$$

La Charge équivalente :

Al'ELU :



$$q_{ueq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{16.33(2.7) + 12.60(2.25) + 12.60(1.5)}{6.45}$$

$$q_{ueq} = 14.16 \text{ kN/ml}$$

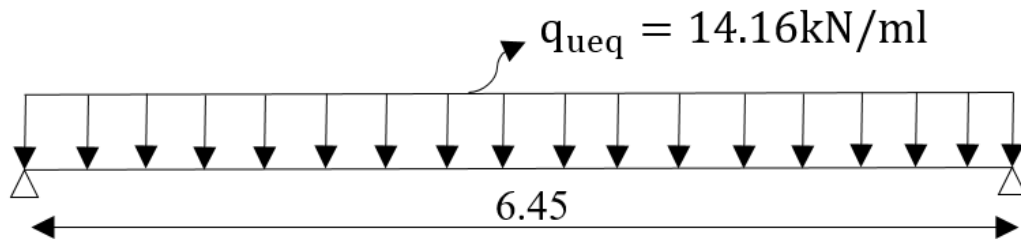
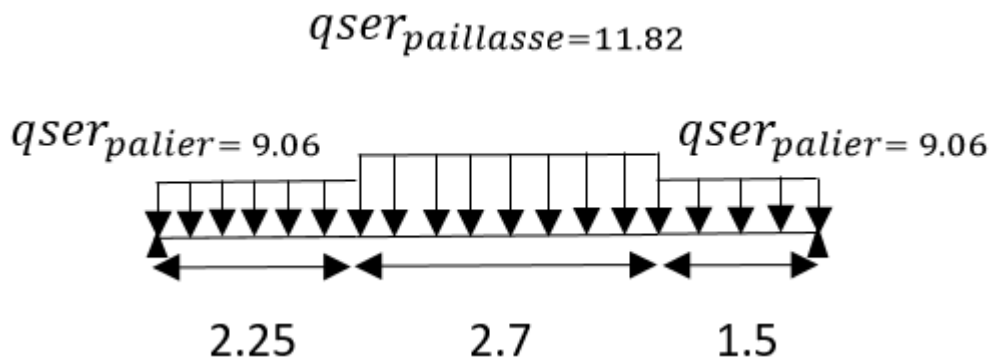


Figure 31 : charge équivalent a L'ELU

A'ELS:



$$q_{ser\text{eq}} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} = \frac{11.82(2.7) + 9.06(2.25) + 9.06(1.5)}{6.45}$$

$$q_{ser\text{eq}} = 10.21 \text{ kN/ml}$$

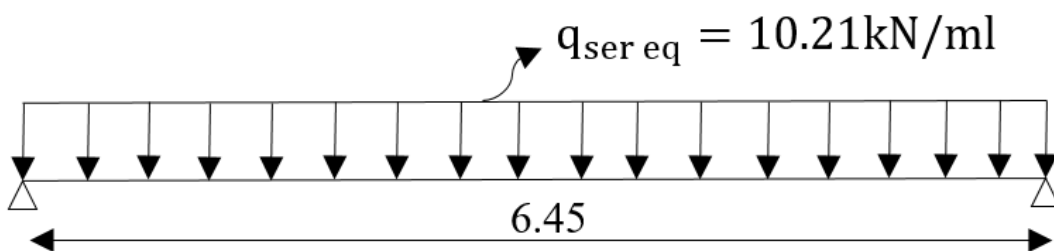


Figure 32: charge équivalent a L'ELS

III.4.3 Calcul des moments :

Moment isostatique (on prend une bande de 1 m) :

$$M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

Moment fléchissant :

Sur appuis : $M_a = (0.3 ; 0.5) M_0$, on prend **$M_a = 0.3 M_0$** .

En travée : $M_t = (0.7 ; 0.85) M_0$, on prend **$M_t = 0.7 M_0$** .

	Moment	$q_{ueq}=14.16\text{kN/ml}$	$q_{ser eq}=10.23\text{kN/ml}$
Moment isostatique	$M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8}$	73.63	53.09
Moment en travée	$M_t = 0.7 M_0$	51.54	37.16
Moment sur appuis	$M_a = 0.3 M_0$	22.08	15.92
Effort tranchant	$V_u = \frac{q l}{2}$	45.66	32.99

Figure 33: Les sollicitations d'escalier

III.4.4 Calcul de ferrillages :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

En travée :

$M_t = 51.54\text{ kN.m}$ $b = 1\text{ m}$ $\gamma_b = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $d = e - 3 = 17$

$f_{c28} = 25\text{ MPA}$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16\text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPA.}$$

$$\mu = \frac{51.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.125 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Donc pas d'armatures comprimées.}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.167 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$Z = 0.17 (1 - 0.4(0.167))$$

$$Z = 0.158 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{51.54 \times 10^3}{15.8 \times 348} \Rightarrow A_s = 9.37 \text{ cm}^2.$$

Sur appuis :

$$Ma = 22.08 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{22.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.053 < \mu l = 0.392 \Rightarrow \text{Donc pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.068 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$Z = 0.17 (1 - 0.4(0.068))$$

$$Z = 0.165 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{22.08 \times 10^3}{16 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.96 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 2.05 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{\min} = 2.05 \quad \text{donc :}$$

$$\text{En travée : } A_s = 9.64 \text{ cm}^2 \text{ on prend 7 HA 14} = 10.78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A_s = 3.96 \text{ cm}^2 \text{ on prend 6 HA 12} = 4.52 \text{ cm}^2.$$

Les armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : 4 HA 10} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : 4 HA 10} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

L'espacement :

$$\text{En travée : } St = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ on prend } St = 15 \text{ cm}$$

Sur appuis : $St = \frac{100}{6} = 16.66$ on prend $St = 17$ cm

De répartition : $St = \frac{100}{4} = 25$ on prend $St = 25$ cm

III.4.5 Vérification de l'effort tranchant : BAEL (art 5-1) :

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

L'escalier se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables.

$v_u \text{ max} = 45.66$ kN

$\tau_u = \frac{v_u \text{ max}}{b d} = \frac{0.045}{1 \times 0.17}$

$\tau_u = 0.26$ MPa

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

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

$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.4.6 Vérification à L'ELS :

Si les conditions suivantes sont applicables donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

- La fissuration peu préjudiciable.....vérifié.
- La sollicitation appliquée est à la flexion simple....vérifier
- La section rectangulaire.....vérifier.
- Les aciers utilisés sont de la classe FeE 400 MPA.....vérifier.
- Il faut vérifier la condition suivant :

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser}$

En travée : $Mt u = 51.54$ kN/m ; $Mt ser = 37.16$ kN/m

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{51.54}{37.16} \Rightarrow \gamma = 1.38$

$\alpha = 0.167$

$$\alpha = 0.167 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.167 \leq 0.44 \quad \text{CV}$$

Sur appuis : $Ma_u = 22.08 \text{ kN/m}$; $Ma_{ser} = 15.92 \text{ kN/m}$

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{22.08}{15.92} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha = 0.068$$

$$\alpha = 0.068 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.068 \leq 0.44 \quad \text{CV}$$

III.4.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche c'est les conditions suivant sont vérifier (**Article B 6.5.1 BAEL 91**) :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{6.45} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.031 \leq 0.062 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{6.45} \geq \frac{51.54}{10(73.63)} \Rightarrow 0.031 \leq 0.069 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$\diamond \frac{As}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 17} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0063 \leq 0.010 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : la vérification de la flèche est nécessaire.

II.4.8 Calcul de la flèche : (Article B 6.5.2 BAEL 91)

On doit vérifier $f < \bar{f}$

La portée $L \geq 5 \text{ m}$ **donc** :

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{645}{1000}$$

$$\bar{f} = 1.145$$

$$f = \frac{5 q_{ser} \times L^4}{384 EI}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.66 \text{ cm}^4$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.195 \text{ MPA}$$

$$f = \frac{5 (1021) \times (645)^4}{384 (32164.195)(66666.66)} \times 10^{-3}$$

$$f = 1.073 \text{ cm}$$

$$f = 1.073 < 1.145 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

III.1.9 Schéma de ferrailage:

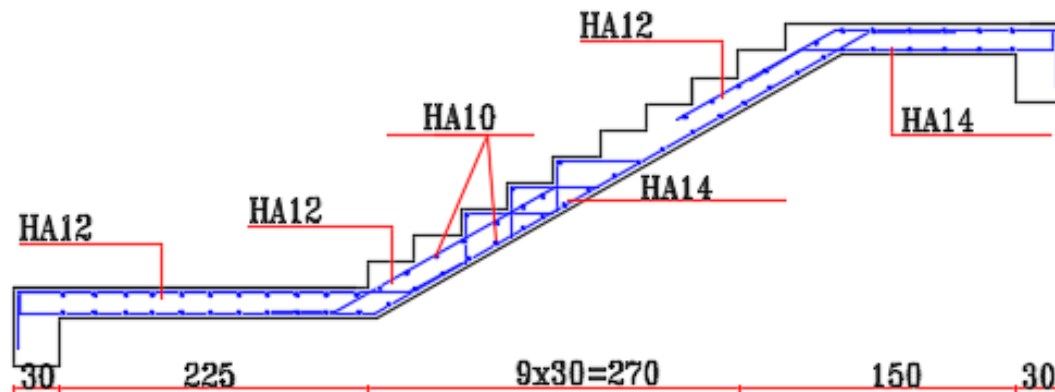


Figure 34: ferrailage d'escalier

III.5 Poutre palier :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- **La flexion simple :** elle provient des poids propre de la poutre de palier ainsi que la réaction d'escalier
- **La torsion :** elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur Poutre ; elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.50 m (entre nu d'appuis).
-

$$h = 35 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, L = 310 \text{ cm}$$

Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre : } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 1 = 2,63 \text{ kN/ml}$$

Poids propre de mur extérieur :

$$G_m = \left[\frac{3,40}{2} - 0,35 \right] \times 2,89$$

$$= 3,90 \text{ kN/ml}$$

Réaction provenant du palier et de la paillasse :**➤ Paillasse :**

$$L=2,70 \text{ m}, G=9,32, Q=2,5$$

A L'ELU :

$$q_U = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = (1,35 \times 9,32) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_u=16,332 \text{ kN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,332 \times 2,70}{2} = 22,0482 \text{ kN}$$

A L'ELS:

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 9,32 + 2,5$$

$$q_s=11,82 \text{ kN/m}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11,82 \times 2,70}{2} = 15,957 \text{ kN}$$

➤ Palier 1

$$L=2,25 \text{ m}, G=6,56, Q=2,5$$

A L'ELU:

$$q_{U1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_{u1} = (1,35 \times 6,56) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u1}=12,73 \text{ kN/m}$$

$$R_{u2} = \frac{q_{u1} \times L}{2} = \frac{12,73 \times 2,25}{2} = 14,32 \text{ kN}$$

A L'ELS:

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 6,56 + 2,5$$

$$q_s=9,06 \text{ kN/m}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{9,06 \times 2,25}{2} = 10,19 \text{ kN}$$

➤ Palier 2

$$L=1,50 \text{ m}, G=6,56 \text{ kN/m}^2, Q=2,5 \text{ kN/m}^2$$

A L'ELU:

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_{u2} = (1,35 \times 6,56) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u2} = 12,73 \text{ kN/m}$$

$$R_{u3} = \frac{q_{u2} \times L}{2} = \frac{12,73 \times 1,50}{2} = 9,54 \text{ kN}$$

A L'ELS:

$$q_{s2} = G + Q \Rightarrow q_{s2} = 6,56 + 2,5$$

$$q_{s2} = 9,06 \text{ kN/m}$$

$$R_{s3} = \frac{q_{s2} \times L}{2} = \frac{9,06 \times 2,25}{2} = 10,19 \text{ kN}$$

III.5.1 Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times (G_{mur} + G_p) + R_{u1} + R_{u2} + R_{u3}$$

$$q_u = 1,35 \times (2,63 + 3,90) + 22,048 + 14,32 + 9,54$$

$$q_u = 54,7237$$

AL'ELS :

$$q_u = (G_{mur} + G_p) + R_{s1} + R_{s2} + R_{s3}$$

$$q_u = (2,63 + 3,90) + 15,957 + 10,19 + 6,79$$

$$q_u = 39,467$$

III.5.2 Calcul les sollicitations de la poutre palière :

A l'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad / L = 3,45 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{54,7237 \times (3,45)^2}{8} = 81,41 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,4M_0 \Rightarrow M_a = 32,26 \text{ kN.m}$$

Sur travée :

$$M_t = 0,8M_0 \Rightarrow M_t = 65,128 \text{ kN.m}$$

A L'ELS:

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

$$M_0 = \frac{39,467 \times (3,45)^2}{8} = 58,71 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,4M_0 \Rightarrow M_a = 23,484 \text{ k N .m}$$

Sur travée :

$$M_t = 0,8M_0 \Rightarrow M_t = 46,96 \text{ k N .m}$$

III.6 Ferraillage de poutre palier :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de longueur :

$$b=30 \text{ cm, } h=35\text{cm, } d=31\text{cm (h-2}\times\text{c/c=2), } f_{bc} = 14,16$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} \Rightarrow \frac{32,26 \times 10^3}{30 \times (31)^2 \times 14,16} = 0,079 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,102 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \Rightarrow \beta = 0,702$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d f_{bc}} = 4,26 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

Sur travée :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} \Rightarrow \frac{65,12 \times 10^3}{30 \times (31)^2 \times 14,16} = 0,159 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,217 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \Rightarrow \beta = 0,913$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d f_{bc}} = 46,61 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2 + 2\text{HA12} \\ = 6,88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31 \times 2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Sur travée :

$$A_s = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,88}{4} = 1,72 \text{ cm}^2$

On Adopte **4T8=2,01 cm²**

Sur appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On Adopte **3T8=1,51 cm²**

Verification a L'ELS:

- La section est. rectangular.
- Soumise a la flexion simple.
- Les aciers utilisé $f_e E_{400}$.
- La fissuration est préjudiciable.

Etat limite de compression de béton :

$$\alpha < \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Sur travée :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{65,128}{46,96} = 1,38$$

$$\alpha < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha < 0,44$$

$$\alpha = 0,217 < \alpha = 0,44$$

Sur appuis :

$$\alpha = 0,102 < \alpha = 0,44$$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifiée que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} / T_{max} = \frac{p_u \cdot L}{2} = \frac{54,7237 \times 3,10}{2} = 84,82$$

$$\tau_u = \frac{84,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,31} = 0,91$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{MPA} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3,33 \text{ MPA}; 5 \text{MPA} \}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{MPA} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la Flèche :

Selon le BAEL91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{3,45} = 0,10 > \frac{1}{16} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,10 > 0,08 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 31} = 0,007 > 0,010 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiée donc, il n'est pas nécessaire de calcule la flèche.

Calcul la poutre palière à la torsion :

$$M_t = V_u \cdot \frac{b}{2} \Rightarrow M_t = 84,82 \cdot \frac{0,30}{2} = 12,72 \text{ kN.m}$$

Condition de la torsion :

$$E = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5,81$$

$$\Omega = (30 - 5,83) \times (35 - 5,83) = 706,64$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{12,73 \times 10^{-3}}{2 \times 0,071 \times 0,058} = 1,54 \text{ MPA}$$

Calcul la condition du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{84,82 \times 10^3}{30 \times 31 \times 10^2} = 0,91 \text{ MPA}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_u^2 + \tau_{cis}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$(1,54)^2 + (0,91)^2 \leq (3,33)^2$$

$$3,199 \text{ MPA} < 11,08 \text{ MPA}$$

Les armatures nécessaires de la torsion :

Armatures longitudinale :

$$A_L = \frac{\mu \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$\mu = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106,8$$

$$A_L = \frac{106,8 \times 12,73 \times 10^3}{2 \times 706,64 \times 348} = 2,76$$

$$\text{On adopte : } 2\phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \sigma_s \times \Omega}$$

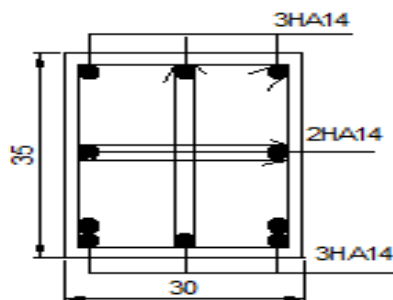
$$S_t < \min\{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t < 27,9$$

$$\text{On adopte } S_t = 25$$

$$A_t = \frac{12,73 \times 10^3 \times 25}{2 \times 348 \times 706,64} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

III.6 Schéma de ferrailage :



Chapitre IV

Etude sismique et dynamique

IV.6 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. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portiques (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de types frame à deux nœuds ayant six degrés de liberté DDL par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par éléments coques « 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 membranaires.

IV.3.1 Logiciel de modélisation :

Ce logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021) nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modalisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_x dyn et V_y dyn).



Figure 35: robot structural analysis

- Robot Structural Analysis Professional : Développé par Autodesk
- Fonction principale : Principalement utilisé pour l'analyse de structures en acier et en béton, ainsi que pour la conception de ces structures.
- Approche d'analyse : Utilise une approche basée sur les éléments finis pour l'analyse des structures.
- Modélisation : Permet la modélisation de structures en 3D avec des éléments finis.
- Types de structures : Convient à une variété de structures, y compris les bâtiments, les ponts et les structures industrielles.
- Capacités de conception : Propose des outils de conception pour les éléments en acier et en béton, avec des fonctionnalités de rapport et de documentation.
- Intégration avec d'autres logiciels : Intégration avec d'autres produits Autodesk comme Revit.

IV.3.2 Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.3.3 Choix de la méthode de calcul :

➤ Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

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 I :

Tous groupes

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

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.

Zone IIb et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si 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.

➤ Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

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.

➤ Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique :

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 comportements utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.4 Classification de l'ouvrage selon RPA99/V2003 :

Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

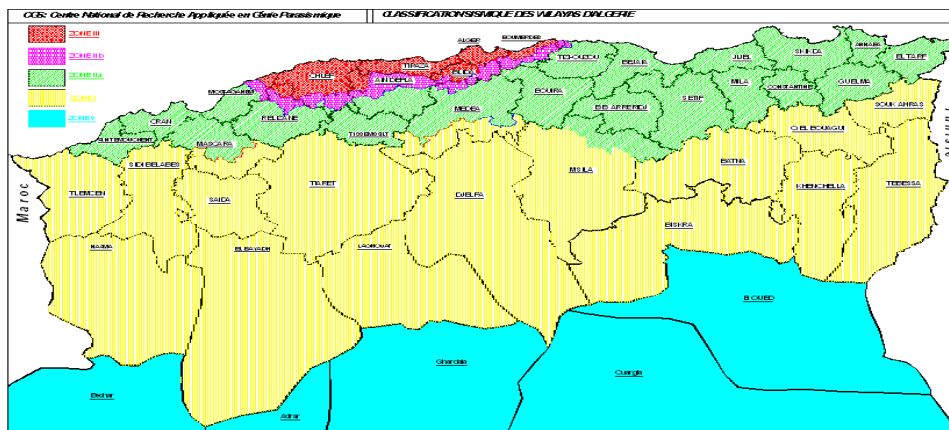


Figure 36: classification de la zone sismique

Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le RPA99 fixe quatre groupes d'ouvrages classés selon leurs importances et ce dans le but de protéger les vies humaines et les biens économiques et culturels de la communauté.

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

Classification des sites (RPA99/Version2003 Art 3.3) :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui constituent :

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

- ❖ **Notre ouvrage** est implanté dans la wilaya de SKIKDA donc en **zone IIa**. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans **le Groupe 2**.
- ❖ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **site (S3)**.

Classification des systèmes de contreventement :

(RPA99/Version2003 Art 3.4) :

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 (RPA 99/V2003)).

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.

Classification de l'ouvrage selon sa configuration :

Chaque bâtiment (sa structure) doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères introduits dans le RPA99 (Art 3.5).

Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

- ELS : $G + Q$

- ELA : $G + Q \pm 1.2 E$

- ELA : $G + Q \pm E$

- ELA : $0.8 G \pm E$

IV.3.5 Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait 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 I et II.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans le cas le bâtiment implanté en zone IIa et le groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 33 m.

La hauteur de notre bâtiment est : $28.22 > 33\text{m} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparer

avec celle donnée par la méthode dynamique, cette dernière doit à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ($V_d > 0.8V_s$).

Principe :

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

Domaine d'application :

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

IV.3.6 Caractéristique géométrique et massique de la structure :**Centre de gravité des masses :**

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles...).

$$X_{cm} = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i}, \quad Y_{cm} = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

Table 2: centre de masse

Etage	Centre de masse	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)
Sous-sol	13,73	8,02
RDC	13,72	7,59
1	14,37	7,83
2	13,73	7,84
3	13,73	7,84
4	13,73	7,84
5	13,73	7,84
6	14,37	7,68

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’engendra aucune rotation.

La position centre de torsion se détermine à partir de formules suivantes :

$$X_{ct} = \frac{\sum l_{xi} \cdot X_i}{\sum l_i} , Y_{ct} = \frac{\sum l_{yi} \cdot X_i}{\sum l_{yi}}$$

Table 3: centre de torsion

Etage	Centre de torsion	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)
Sous-sol	13,73	12,15
RDC	13,72	8,21
1	13,72	8,24

2	13,72	8,26
3	13,72	8,26
4	13,72	8,26
5	13,72	8,26
6	13,73	8,10

Excentricité :

Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_{tx} = |X_{cm} - X_{ct}| \quad e_{ty} = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

Excentricité accidentelle :(RPA/version2003 art 4.2.7)

La réglementation parasismique Algérienne impose de considérer une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du niveau considéré

$$e_{ax} = 0,05L_x \quad e_{ay} = 0,05L_y$$

Table 4: excentricité statique et accidentelle

Étage	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	e_{tx} (m)	e_{ty} (m)	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
Sous-sol	0	4,13	1,3725	0,69
RD	0	0,62	1,3725	0,75
C				
1	0,65	0,41	1,3725	0,75
2	0,01	0,42	1,3725	0,75
3	0,01	0,42	1,3725	0,75
4	0,01	0,42	1,3725	0,75
5	0,01	0,42	1,3725	0,75
6	0,64	0,42	1,3725	0,75

Excentricité retenue :

Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prendre le cas le plus défavorable :

$$e_x = |e_{tx} + e_{ax}| \quad e_x = |e_{tx} - e_{ax}|$$

$$e_y = |e_{ty} + e_{ay}| \quad e_y = |e_{ty} - e_{ay}|$$

Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes :

Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses.

Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.

Pour pallier les erreurs d'exécution.

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

Table 5: excentricité retenue

7	$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)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
Sous-sol	1,3725	1,3725	4,82	3,44	1,3725	4,82
RDC	1,3725	1,3725	1,37	0,13	1,3725	1,37
1	2,0225	0,7225	1,16	0,34	2,0225	1,16
2	1,3825	1,3625	1,17	0,33	1,3825	1,17
3	1,3825	1,3625	1,17	0,33	1,3825	1,17
4	1,3825	1,3625	1,17	0,33	1,3825	1,17
5	1,3825	1,3625	1,17	0,33	1,3825	1,17
6	2,0125	0,7325	1,17	0,33	2,0125	1,17



Figure 37: Excentricité théorique

Analyse de la structure :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation contreventée par un système mixte (portique. Voiles). et présente une architecture identique à chaque étage tous cela simplifié le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

IV.3.7 Principes des Dispositions des voiles :

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions des voiles de contreventement assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. La recherche de la simplicité et d'une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des éléments porteurs ; est un principe de base de bonne conception parasismique ; permettant non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles.

➤ **Nombre des voiles :**

Le nombre d'éléments de contreventement doit être tel que sous l'action sismique, leurs résistances ne soient pas dépassées ni que leurs déplacements soient excessifs. Lorsque les planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles ;deux pour s'opposer aux translations du diaphragme respectivement dans les directions x, y, et un troisième produisant avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion d'axe vertical .

➤ **Résistance à la torsion d'ensemble :**

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction. La disposition constructive avec un seul noyau (cage d'escalier,ascenseur), classique en zone non sismique, n'est pas idéale a priori.

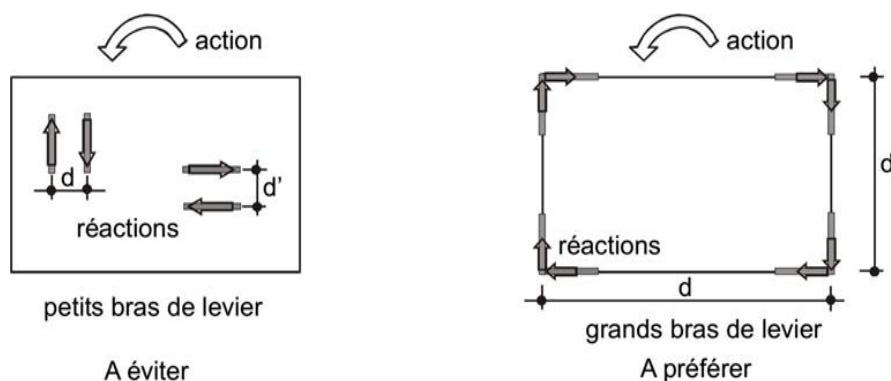


Figure 38: Distance entre les éléments de contreventement.

➤ **Largeur des contreventements :**

D'une manière générale, ces éléments devraient apporter à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale. Afin de constituer un système de contreventement efficace.

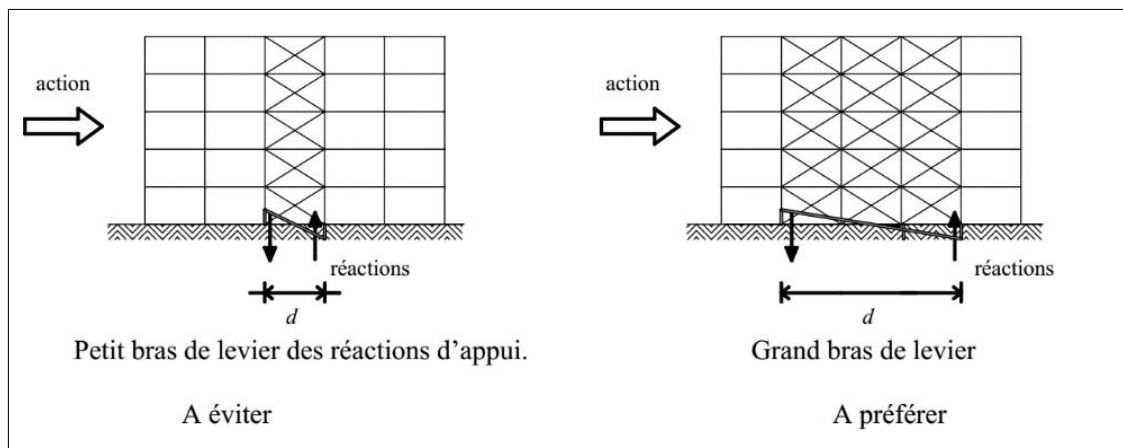


Figure 39: La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution

➤ **Distribution des éléments verticaux de contreventement :**

Il est essentiel que la distribution soit régulière et continue ; il est préférable de superposer les voiles afin de garantir une rigidité équivalente tant en translation qu'en torsion pour les différents niveaux. Le passage d'un étage à l'autre de la section des contreventements entraîne des discontinuités et des variations brusques de rigidité et de résistance du bâtiment. Cela peut entraîner des disparités dans le comportement dynamique, ce qui entraîne des demandes supplémentaires et des difficultés à transmettre les efforts à l'échelle locale.

➤ **Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau :**

Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise, les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.

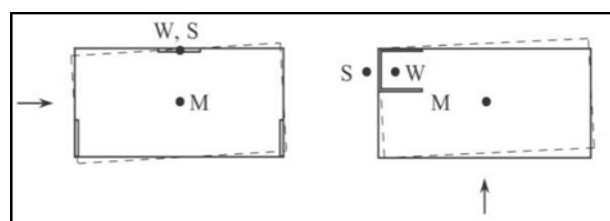


Figure 40: Disposition dysémitrique des voiles à éviter

Disposition des voiles de contreventement de notre bâtiment :

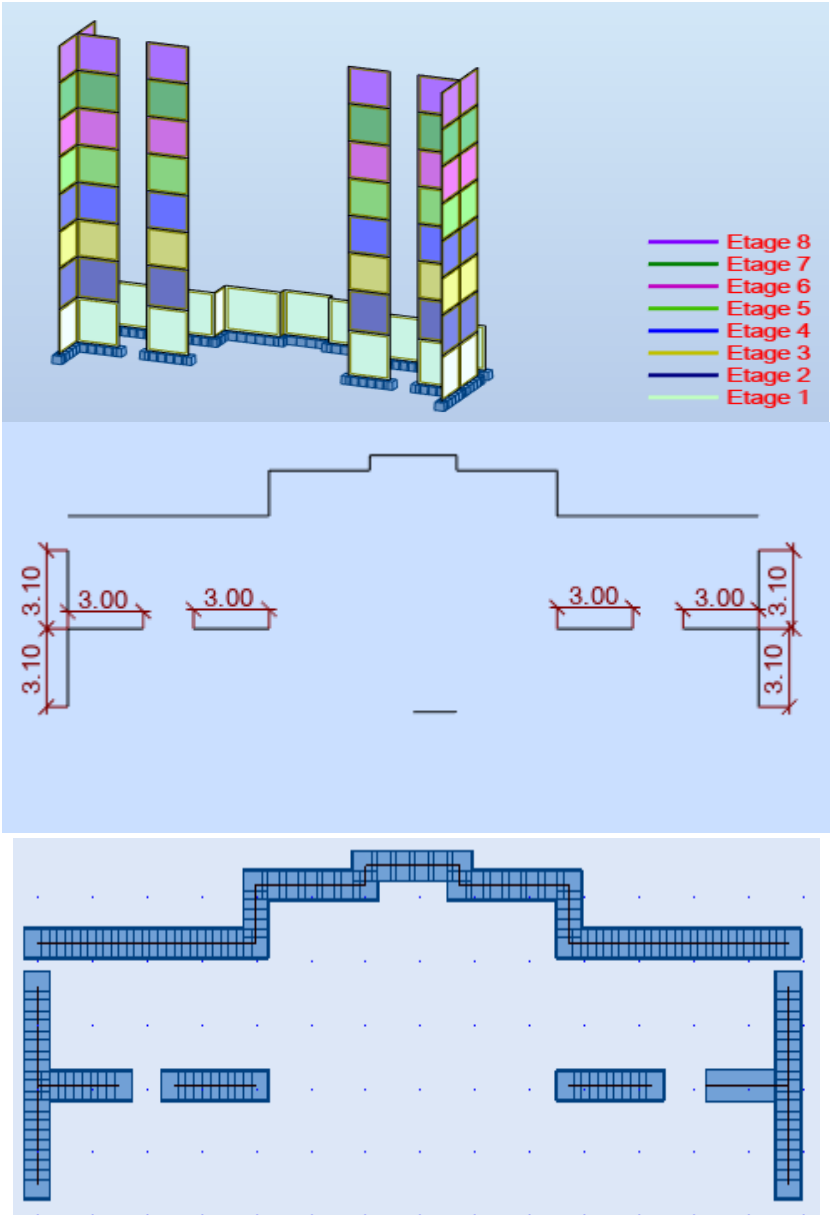


Figure 41: disposition des voiles

IV.3.8 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

-T1.T2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) :

Table 6: valeurs de T1 et T2 (tableau 4.7 RPA)

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

- La catégorie du site est S3 (site meuble), donc **T1 = 0,15 sec et T2 = 0,50 sec**

-A : Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone est en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Table 7: coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1 RPA)

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
1	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone sismique IIa, donc **A= 0,15**

-Coefficient de comportement global de la structure R :

Justification de la Portance des éléments porteurs vis-à-vis les Charges verticales & horizontale :

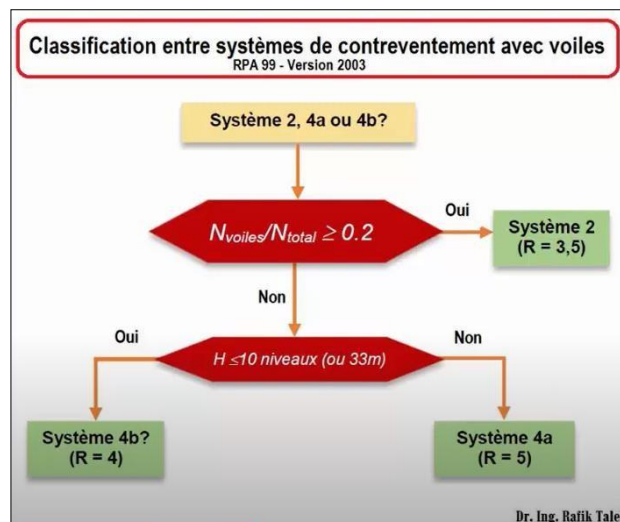
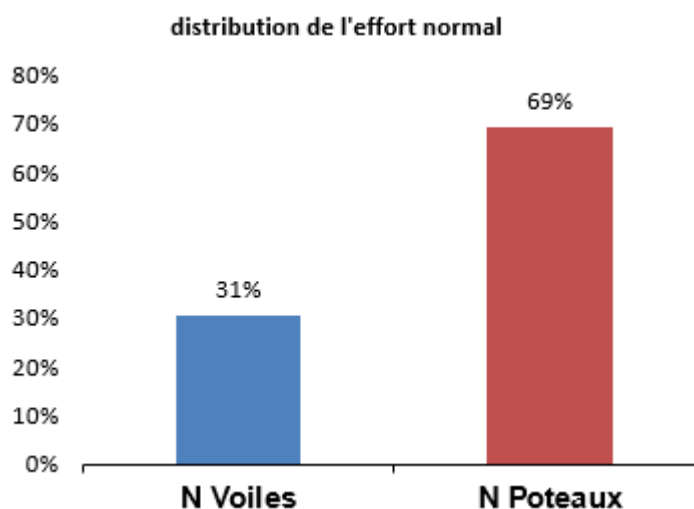


Figure 42: organigramme de justification de coefficient R

- ❖ Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés Robot Structural Analysis Professional 2021 sous la combinaison (G + 0.2Q) :

Table 8: Les charges verticales repris par le système de contreventement

Etage	EFFORT NORMAL		
	N Poteaux (KN)	N Voiles (KN)	N Total (KN)
Sous-sol	-19323,40	-14095,65	-33419,05
RDC	-20960,28	-7137,84	-28098,12
1	-17427,90	-6063,37	-23491,27
2	-14085,00	-5563,46	-19648,46
3	-11126,21	-4540,89	-15667,10
4	-8305,33	-3380,40	-11685,72
5	-5522,76	-2181,59	-7704,35
6	-2713,77	-977,82	-3691,59



Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales ; D’après le RPA99 modifié 2003 ; le contreventement est de type système 2 contreventement constitué par voiles porteurs. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc le coefficient de comportement R= 3.5

-Facteur de correction d’amortissement :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 (RPA 99/V2003).

Table 9: valeur d'amortissement tableau 4.2 RPA

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Le type de structure est Voiles ou murs donc $\xi = 10 \%$

Donc ; $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$

-Facteur de qualité Q :

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 (4-4. RPA 99/Version 2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

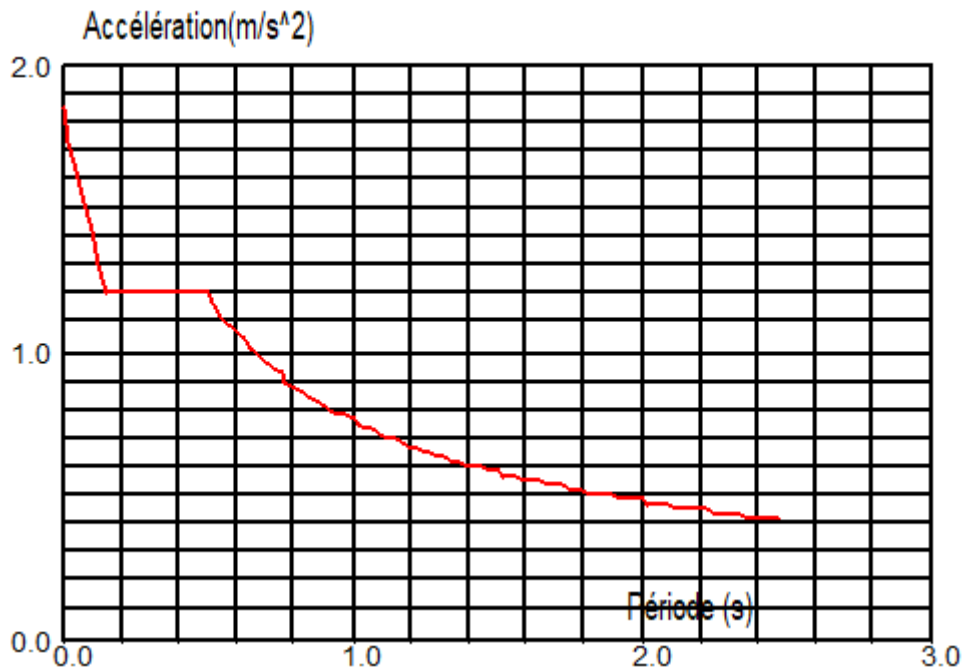
P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] du RPA 99/Version 2003.

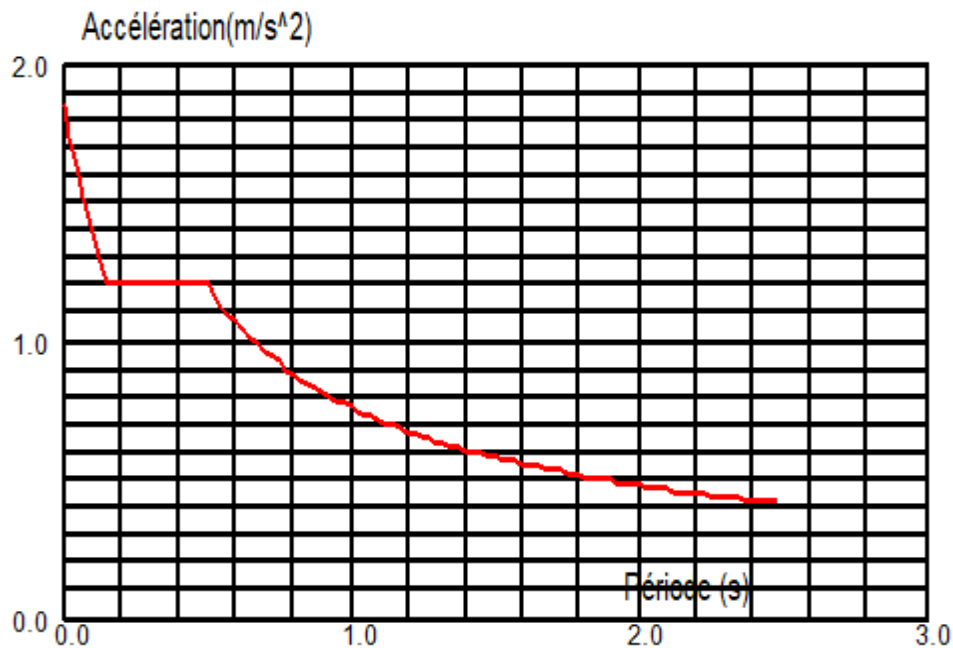
Table 10: facteur de qualité

critère q	Pq (suivant X)	Pq (suivant Y)
Conditions minimales sur les files de contreventement	1	1
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1.2	1.2

Toutes les données de spectre de réponse sont connues donc :

Le sens X :



Le sens Y :**IV.3.9 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :**

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de l'effort normal réduit de compression.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ

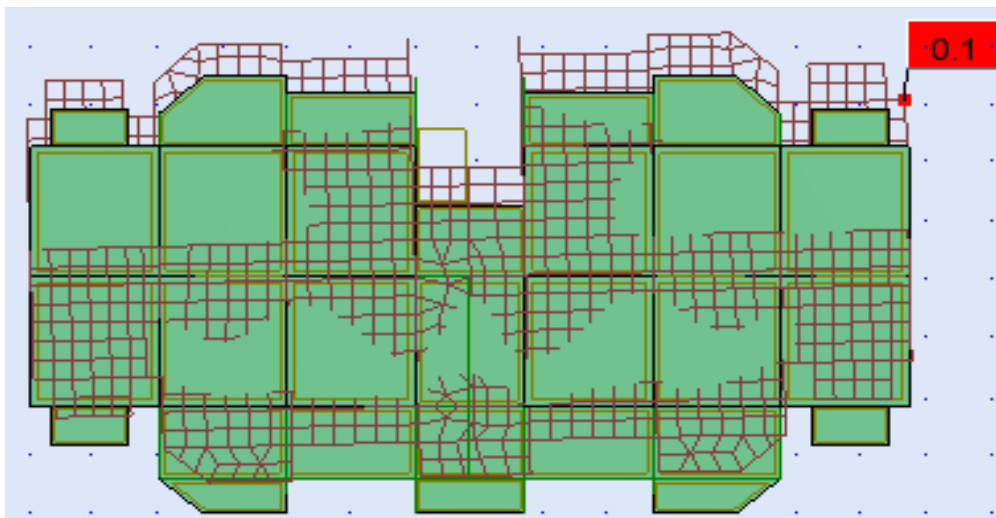
IV.3.9.1 Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

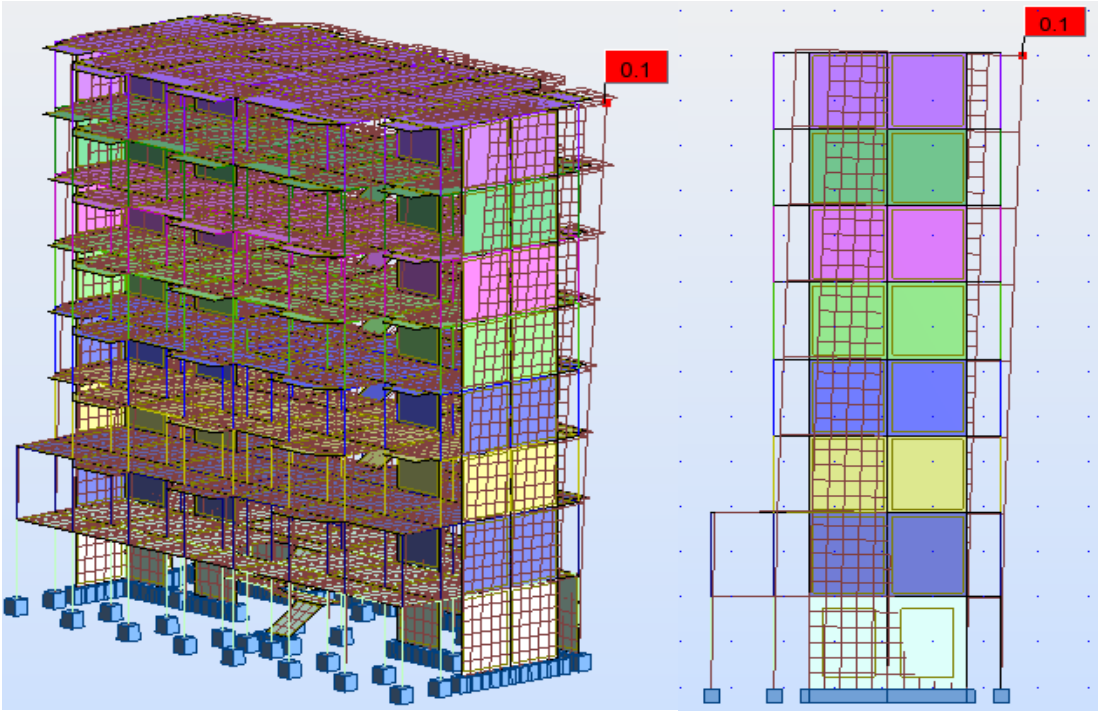
Le bâtiment a des réponses différentes suivant les modes. Il faut notamment cibler les modes qui mobilisent plus de masse en premier lieu et en suite les modes qui mobilisent la masse du bâtiment dans les deux directions ce qui signifie que la structure est sollicitée en torsion.

Table 11: comportement les trois premiers modes

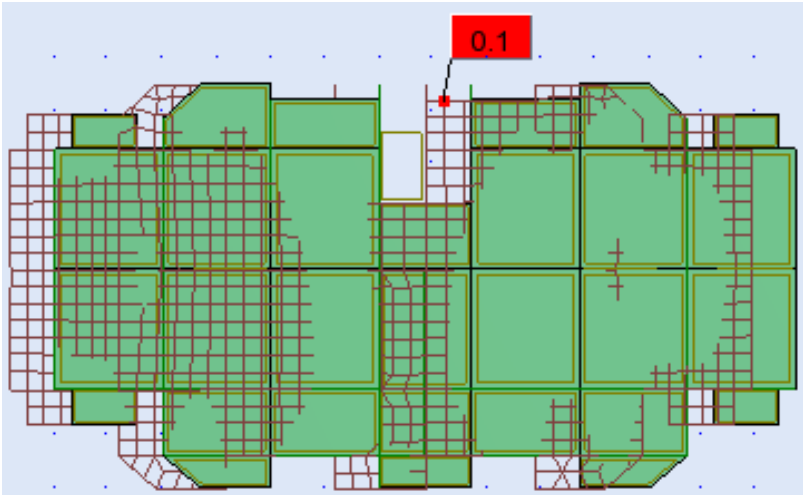
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Comportement
1	1,62	0,62	0,02	65,80	0,00	Translation suivant l'axe Y
2	1,65	0,61	68,43	0,03	0,00	Translation suivant l'axe X
3	2,38	0,42	0,03	1,89	0,00	Rotation autour de l'axe Z

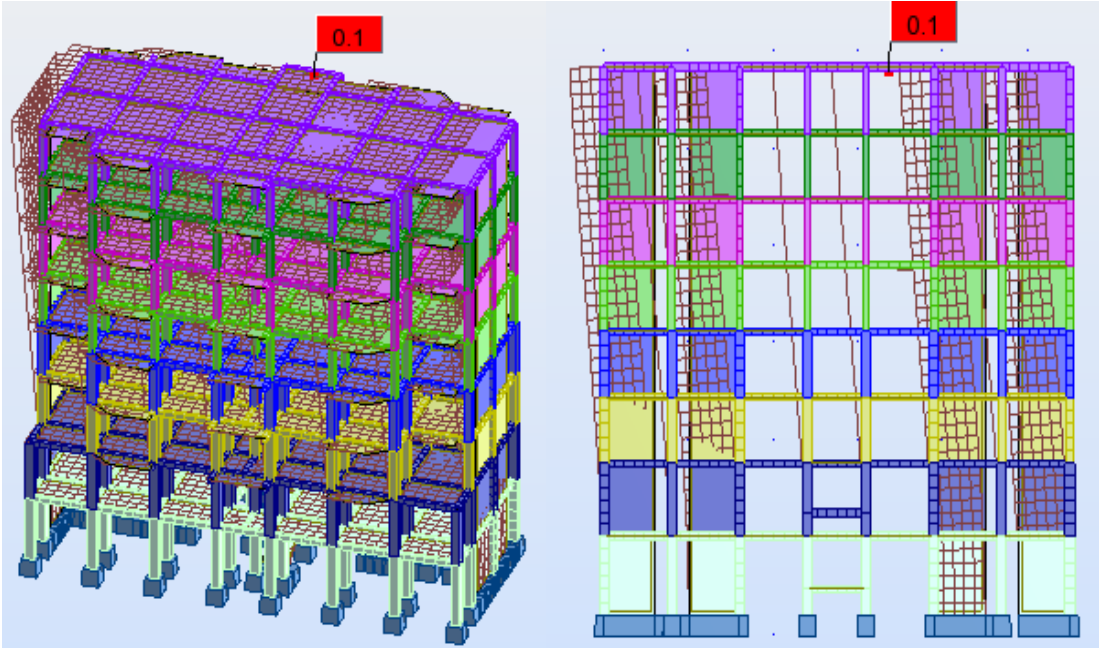
➤ **Mode 1 (mode de translation selon l'axe Y) :**



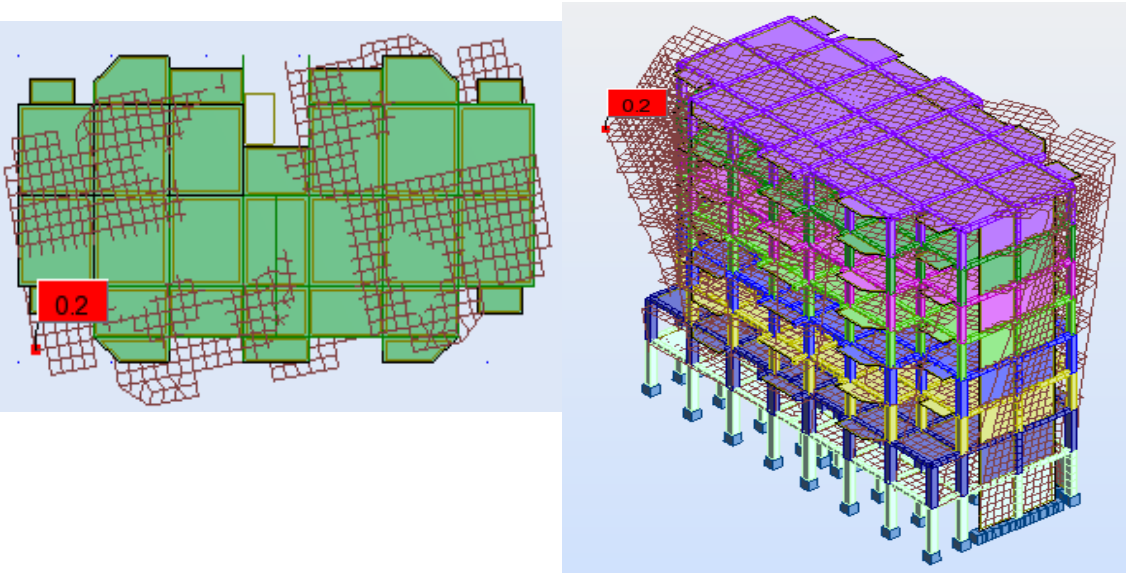


➤ Mode 2 (mode de translation selon l'axe X) :





➤ Mode 3 (mode de torsion selon l'axe Z) :



IV.3.9.2 Vérification de la participation massique :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90% au moins de la masse totale de la structure.**

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois 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 : **$K \geq 3\sqrt{n}$ et $T_k \leq 0.2$ sec**

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et la période du mode K. (RPA99/Version2003 Art 4.3.4).

Table 12: vérification de la participation massique

Mode N°	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,62	0,62	0,02	65,80	0,00
2	1,65	0,61	68,45	65,83	0,00
3	2,38	0,42	68,48	67,72	0,00
4	5,39	0,19	68,50	84,44	0,00
5	5,61	0,18	83,05	84,46	0,00
6	7,31	0,14	83,11	87,51	1,16
7	8,27	0,12	83,12	87,52	1,23
8	9,40	0,11	83,12	87,76	1,24
13	9,80	0,10	83,15	89,57	27,55

14	9,95	0,10	83,15	89,60	32,77
19	10,81	0,09	83,34	89,69	35,13
25	11,32	0,09	87,73	89,95	35,23
27	11,38	0,09	87,80	90,07	35,23
30	11,57	0,09	88,36	90,09	35,31
46	12,50	0,08	88,38	91,34	51,61
70	13,61	0,07	88,39	91,76	58,06
100	14,30	0,07	88,46	92,25	
140	16,09	0,06	89,60	94,32	67,20
144	16,27	0,06	90,17	94,44	67,23

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée aux 144 modes dans les deux directions.

IV.3.9.3 Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Table 13: vérification de l'effort normal réduit

Étage	Bc (cm ²)	Nd (KN)	Fc28 (KN/cm ²)	V	Observation
6 ^{ème} étage	35×40	283,34	2.5	0.08	CV
5 ^{ème} étage	35×40	549,45	2.5	0.15	CV
4 ^{ème} étage	35×40	822,60	2.5	0.23	CV
3 ^{ème} étage	35×40	1019,34	2.5	0.29	CV
2 ^{ème} étage	45×50	1395,66	2.5	0.29	CV
1 ^{ère} étage	45×50	1477,66	2.5	0.26	CV
RDC	50×55	1793,06	2.5	0.26	CV
Sous-sol	50×55	1968,26	2.5	0.28	CV

On a changé la section de poteaux 55*50 pour le sous-sol et RDC et 1^{ère} étage.

IV.3.9.4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99/Version2003 Art 4.3.6).

Donc, il faut vérifier que **$v_{\text{dynamique}} > 0.8 v_{\text{statique}}$**

a) **Calcul de la force sismique totale V :** (RPA99/Version2003 Art 4.2.3) :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales X, Y selon la formule

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone. **A = 0,15**
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen
- **R** : coefficient de comportement global de la structure. **R = 3,5**
- **Q** : facteur de qualité. **Q_x = 1,20 ; Q_y = 1,20**
- **W** : poids total de la structure.
- Facteur d'amplification dynamique moyen : Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Ce coefficient est donné par :

$$\begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta((T_2/3)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}) & T \geq 3s \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :(RPA99/version2003 Art 4.2.4) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être à partir empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- Par la formule empirique :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 de l'RPA99/version 2003).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de l'RPA99/V2003, notre structure est contreventée par des voiles en béton armé (cas n 4), ce qui donne : **C_T = 0.05**

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

Le sens X :

h_N = 28.22 m

$$D_x = 27.45 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$\blacksquare T_X = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = (0.05 \times 28.22)^{\frac{3}{4}} \quad \mathbf{T_X = 0.61 \text{ s}}$$

$$\blacksquare T_X = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09(28.22)}{\sqrt{27.45}} \quad \mathbf{T_X = 0.49 \text{ s}}$$

$$T_X \text{ empirique} = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \{0.61 \text{ s} , 0.49 \text{ s} \}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{T_X \text{ empirique} = 0.49 \text{ s}}$$

$$\checkmark \mathbf{T_X = 1.3 T_X \text{ empirique} = 0.64 \text{ s}}$$

Le sens Y :

$$h_N = 28.22 \text{ m}$$

$$D_Y = 14.96 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$\blacksquare T_Y = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = (0.05 \times 28.22)^{\frac{3}{4}} \\ \mathbf{T_Y = 0.61 \text{ s}}$$

$$\blacksquare T_Y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09(28.22)}{\sqrt{14.96}} \\ \mathbf{T_Y = 0.65 \text{ s}}$$

$$T_Y \text{ empirique} = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \{0.61 \text{ s} , 0.65 \text{ s} \}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{T_Y \text{ empirique} = 0.61 \text{ s}}$$

$$\checkmark \mathbf{T_Y = 1.3 T_Y \text{ empirique} = 0.79 \text{ s}}$$

- Par la méthode analytique modale :

- $T_X \text{ analytique} = 0.61 \text{ s}$
- $T_Y \text{ analytique} = 0.62 \text{ s}$

Les valeurs de T calculés à partir des méthodes numériques (analytique) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

Suivant X :

- $T_x \text{ empirique} = 0.49 \text{ s}$
- $T_x \text{ Analytique} = 0.61 \text{ s}$
- $T_x = 1.3 T_x \text{ empirique} = 0.64 \text{ s}$

$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow 0.49 \text{ s} < 0.61 \text{ s} < 0.64 \text{ s}$

Donc : $T_x = T_x \text{ empirique} = 0.49 \text{ s}$

Suivant Y :

- $T_y \text{ empirique} = 0.61 \text{ s}$
- $T_y \text{ Analytique} = 0.62 \text{ s}$
- $T_y = 1.3 T_x \text{ empirique} = 0.79 \text{ s}$

$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow 0.61 \text{ s} < 0.62 \text{ s} < 0.79 \text{ s}$

Donc : $T_y = T_y \text{ empirique} = 0.61 \text{ s}$

Calculer le Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le sens X : $D_x = 2.5 \cdot \eta$ $0 \text{ s} \leq T_x = 0.49 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s}, \quad \eta = 0.76$

$D_x = 1.52$

Le sens y : $D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$ $T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T_y = 0.61 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$

$D_y = 1.66$

Poids total de la structure :

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_t = W_G + \beta W_Q$$

W_G : poids due aux charges permanentes.

W_Q : poids due aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 RPA/V2003): $\Rightarrow \beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

A partir du logiciel ROBOT le poids de notre structure c'est :

$$W_t = 3531502.71 \text{ kN.}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	R	Q_x	Q_y	D_x	D_y	W (KN)
Valeur	0,15	3,5	1,2	1,2	1,52	1,66	3531502.71

Calcul la force sismique totale V :

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

Le Sens X :

$$V_x = \frac{A D_x Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.2}{3.5} \times 35315.027$$

$$V_x = 2760.62 \text{ kN}$$

Le Sens Y :

$$V_y = \frac{A D_y Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.2}{3.5} \times 35315.027$$

$$V_y = 3014.89 \text{ kN}$$

$$V_x \times 0,8 = 2760.62 \times 0,8 = 2208.49 \text{ kN}$$

$$V_y \times 0,8 = 3014,89 \times 0,8 = 2411,912 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{\text{dyn } x} = 2829,17 \text{ kN} \\ V_{\text{dyn } y} = 2649,40 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc :

$$V_{\text{dyn } x} = 2829,17 \text{ kN} \geq V_x = 2208,49 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn } y} = 2649,40 \geq V_y = 2411,912$$

IV.3.9.5 Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99/Version2003

Art 4.4.1) :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

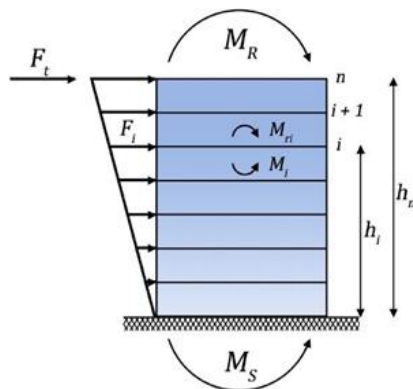
Avec :

$$M_s : \text{Moment stabilisant} : M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversement} : M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : poids de bâtiment.

F : force sismique au niveau i.



Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (RPA99/Version2003

Art 4.2.5)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_i au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule

$$F_t = 0,07 TV$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

La formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

$$T_x = 0.49 s < 0,7 \text{ sec} , T_y = 0.61 s < 0,7 \text{ sec}$$

Donc : $F_t = 0$

Le moment de renversement est calculé par les forces sismiques (F1 , F2 , F3 F7) et non pas par les efforts tranchant, Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

	W _i (KN)	h _i (m)	W _i × h _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Sous-sol	5261,7007	4,08	21467,73886	43,66	71,09	2598,55	2524,61
RDC	4935,2138	7,82	38593,37192	155,56	164,2	2554,89	2453,52
1	4142,0627	11,22	46473,94349	190,16	188,98	2399,33	2289,32
2	4195,5831	14,62	61339,42492	272,43	252,53	2209,17	2100,34

3	4195,5981	18,02	75604,67776	344,45	314,35	1936,74	1847,81
4	4195,5981	21,42	89869,7113	424,06	400,46	1592,29	1533,46
5	4223,9355	24,82	104838,0791	530,07	521,78	1168,23	1133
6	4065,5759	28,22	114730,5519	638,16	611,22	638,16	611,22
TOTAL	35215,2679		552917,4993	2598,55	2524,61		

Étage	h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{rx_i} (KN.m)	M_{ry_i} (KN.m)
Sous-sol	4,08	43,66	71,09	178,1328	290,0472
RDC	7,82	155,56	164,2	1216,4792	1284,044
1	11,22	190,16	188,98	2133,5952	2120,3556
2	14,62	272,43	252,53	3982,9266	3691,9886
3	18,02	344,45	314,35	6206,989	5664,587
4	21,42	424,06	400,46	9083,3652	8577,8532
5	24,82	530,07	521,78	13156,3374	12950,5796
6	28,22	638,16	611,22	18008,8752	17248,6284
				53966,7006	51828,0836

Étage	h_i (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx_i} (KN.m)	M_{sy_i} (KN.m)
Sous-sol	4,08	5261,7007	13,73	8,02	42198,83961	72243,15061
RDC	7,82	4935,2138	13,72	7,59	37458,27274	67711,13334
1	11,22	4142,0627	14,37	7,83	32432,35094	59521,441
2	14,62	4195,5831	13,73	7,84	32893,3715	57605,35596

3	18,02	4195,5981	13,73	7,84	32893,4891	57605,56191
4	21,42	4195,5981	13,73	7,84	32893,4891	57994,63442
5	24,82	4223,9355	13,73	7,84	33115,65432	55820,35711
6	28,22	4065,5759	14,37	7,68	31223,62291	506043,3997
					275109,0902	934545,0341

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$

	M _S (KN.m)	M _R (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$
Autour de X	275109,0902	53966,7006	5,0977 56342	Vérifié
Autour de Y	934545,0341	51828,0836	18,031 63399	Vérifié

IV.3.9.6 Vérification de déplacement de chaque niveau :

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D’après le **RPA99/2003** les déplacements horizontaux à chaque niveau « **K** » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 3.5)

Le déplacement relatif au niveau « **K** » par rapport au niveau « **K-1** » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent dépasser 1% de la hauteur d’étage à moins qu’il être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré : $\Delta_k (m) = 0.01 \times h_e$

h_e : hauteur d’étage.

Les résultats

Le sens X:

Étage	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k (\text{cm})$	$\overline{\Delta k} (\text{cm})$	$\Delta_k \leq \overline{\Delta k}$
Sous-sol	0,2	0,2	4.08	C.Vérifié
RDC	0,8	0,6	3,74	C.Vérifié
1	1,5	0,7	3,4	C.Vérifié
2	2,2	0,8	3,4	C. Vérifié
3	3,0	0,8	3,4	C.Vérifié
4	3,7	0,7	3,4	C.Vérifié
5	4,4	0,7	3,4	C.Vérifié
6	4,9	0,6	3.4	C.Vérifié

Le sens y:

Étage	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k (\text{cm})$	$\overline{\Delta k} (\text{cm})$	$\Delta_k \leq \overline{\Delta k}$
Sous-sol	0,2	0,2	4.08	C.Vérifié
RDC	0,8	0,6	3,74	C.Vérifié
1	1,4	0,6	3,4	C.Vérifié
2	2,1	0,7	3,4	C. Vérifié
3	2,9	0,8	3,4	C.Vérifié
4	3,7	0,8	3,4	C.Vérifié
5	4,4	0,7	3,4	C.Vérifié
6	5,0	0,7	3.4	C.Vérifié

Vérification des déplacements en tête :

$$\delta_{limite} = \frac{h_{batiment}}{250} = \frac{28,22}{250} = 0,11 = 11,28$$

IV.3.9.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{n=i}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

h_k : hauteur de l'étage « K ».

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

	W_i	p_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
sous-sol	5261,7007	35215,2679	0,2	2598,55	408	0,00664308
RDC	4935,2138	25887,9913	0,6	2554,89	374	0,0162557
1	4142,0627	20952,7775	0,7	2399,33	340	0,01797922
2	4195,5831	16810,7148	0,8	2209,17	340	0,01790474
3	4195,5981	12615,1317	0,8	1936,74	340	0,0153261
4	4195,5981	8419,5336	0,7	1592,29	340	0,01088642
5	4223,9355	4223,9355	0,7	1168,23	340	0,00744403
6	4065,5759	35215,2679	0,6	638,16	340	0,09738089

	W_i	p_k	Δ_k	V_k	h_k	θ
Sous-sol	5261,7007	35215,2679	0,2	2524,61	408	0,00683764
RDC	4935,2138	25887,9913	0,6	2453,52	374	0,01692733
1	4142,0627	20952,7775	0,6	2289,32	340	0,0161513
2	4195,5831	16810,7148	0,7	2100,34	340	0,01647843
3	4195,5981	12615,1317	0,8	1847,81	340	0,0160637
4	4195,5981	8419,5336	0,8	1533,46	340	0,01291893
5	4223,9355	4223,9355	0,7	1133	340	0,0076755
6	4065,5759	35215,2679	0,7	611,22	340	0,11861854

On a : $\theta_i < 0,10$ pour chaque niveau k et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude le plus important dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amènes à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **les règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les types de structure, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

	Section
Poutre principale	30*40
Poutre secondaire	30*35

Etage	Section
Sous-sol	50*55
RDC	50*55
1	50*45
2	50*45
3	40*35
4	40*35
5	40*35
6	40*35

Chapitre V

Ferrailage

Des Eléments

Structuraux

Etude les Eléments Structuraux

V.2 Introduction :

La structure se compose d'un ensemble de portiques (poteaux, poutres) et de voiles,

Liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Le calcul des sections sera mené selon le BAEL91 et CBA93 en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003). Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

Afin de réparer les éléments de la structure, l'outil informatique a été employé grâce au **logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021)**. Ce logiciel permet de déterminer les 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 des éléments horizontaux qui supportent les charges de plancher et de toit.

- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transfèrent les charges des poutres aux fondations.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont ferrillées en flexion composée.

V.3 Le rôle des poutres :

Support des Charges :

Les charges verticales : Les poutres supportent les charges verticales provenant des planchers, des toits, et d'autres éléments de la structure.

Charges concentrées et uniformes : Elles peuvent supporter des charges concentrées (comme des murs ou des colonnes intermédiaires) et des charges uniformément réparties (comme les charges de plancher).

Transmission des Charges :

Les poutres transmettent aux poteaux ou aux murs porteurs les charges reçues des planchers et des toits, qui les transmettent ensuite aux fondations.

Rigidité et Stabilité :

Les poutres jouent un rôle essentiel dans la solidité globale de la structure, contribuant ainsi à éviter les déformations significatives et garantissant la stabilité de celle-ci.

Distribution des Forces :

Elles contribuent à répartir les forces horizontales (telles que les forces de vent ou sismiques) à travers la structure jusqu'aux éléments verticaux qui les transmettent au sol.

V.4 Le rôle des poteaux :

Support des Charges Verticales :

Les poteaux supportent les charges verticales transmises par les poutres. Ces charges comprennent les charges de plancher, de toit, et toutes autres charges appliquées sur la structure.

Transmission des Charges aux Fondations :

Les poteaux transmettent les charges reçues des poutres aux fondations de la structure. Ils garantissent un transfert efficace des charges au sol.

Stabilité Structurelle :

Les poteaux jouent un rôle essentiel dans la stabilité de la structure en ce qui concerne la résistance aux charges latérales (telles que le vent et les séismes) et en ce qui concerne la prévention des déplacements latéraux excessifs.

Résistance au Flambement :

Les poteaux doivent être conçus pour résister au flambement, un mode de défaillance dû à la compression excessive qui peut conduire à une instabilité structurelle.

Combinaisons données par le CBA 93 :

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q
- ELS : G + Q

Combinaisons données par le RPA99 version 2003 :

- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation.
- E : charges sismiques

Table 14: les données de calcul

ETA limite ultime		Etat limite accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b=1,5$	$\gamma_s=1,15$	$\gamma_b=1,15$	$\gamma_s=1$
$f_{c28}= 25 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$
$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16$ MPa	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$	$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ = 18.48 MPa	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400 MPA

V.5 Ferraillage des poutres principales :

Les **poutres** sont des éléments horizontaux qui supportent les charges de plancher et de toit. Elles sont calculées en flexion simple pour une section rectangulaire.

V.5.1 Sollicitations de calcul :

Le logiciel Robot Structural Analyses Professional 2021 fournit directement les sollicitations de calcul.

Table 15: les sollicitations de calcul des poutres principales

	ELU	ELS	ELA
En travée (kN.m)	46.02	33.52	91.24
En appuis (kN.m)	-89.34	-64.19	-97.37

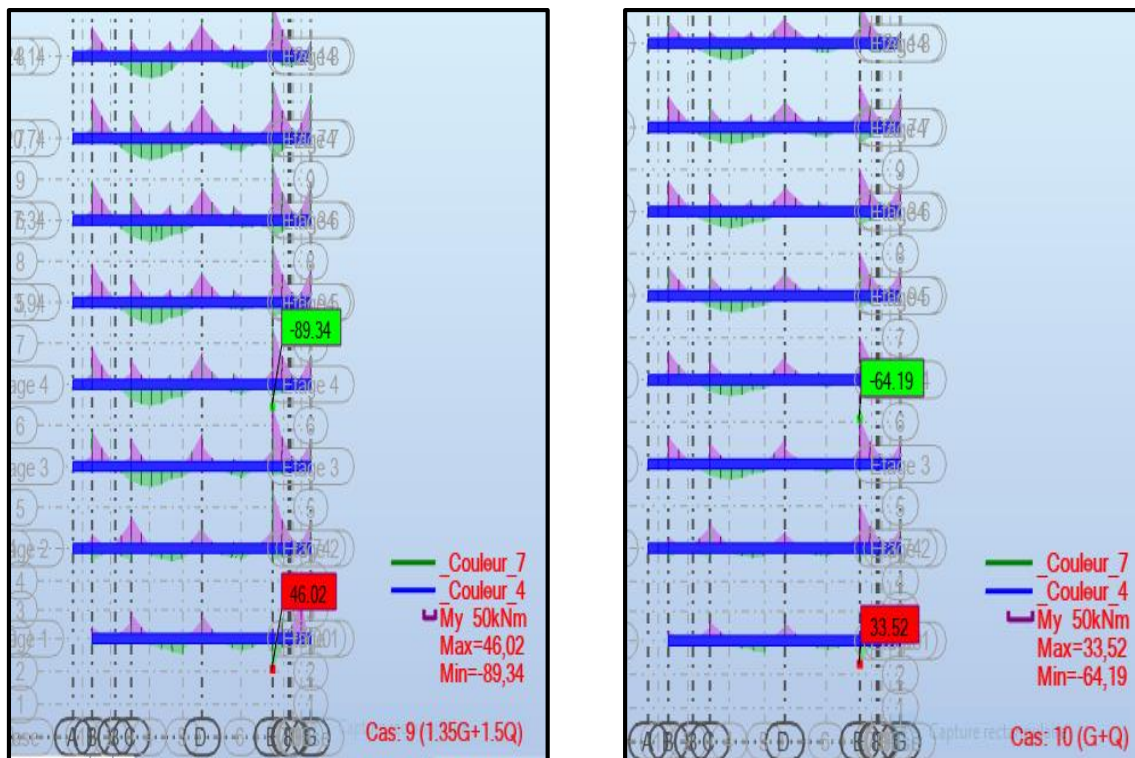


Figure 43: diagrammes des moments flichissant à ELS

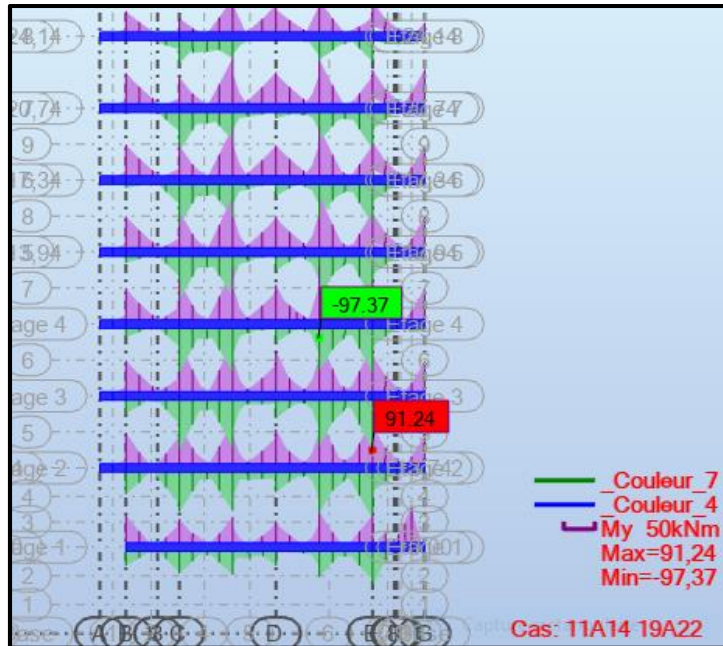
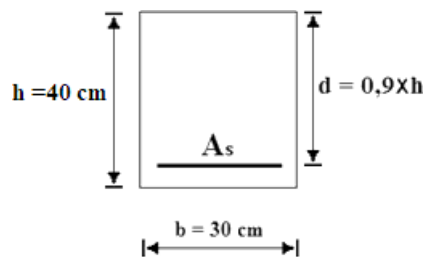


Figure 44: diagrammes des moments fléchissant à ELA

ELU : la section (30×40) cm , d = 0.9h = 0.36 m



En travée : $M_{u \text{ travée}} = 46.02$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{46.02 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.083 < \mu_l = 0.391$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0.108$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.108 \times 0.30 \times 0.36 \times 14.16}{348}$$

$$A_s = 3.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.79 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $M_{u \text{ appuis}} = 89.34$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{89.34 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.162 < \mu_l = 0.186$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0.222$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.222 \times 0.30 \times 0.36 \times 14.16}{348}$$

$$A_s = 7.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.80 \text{ cm}^2$$

ELA :

En travée : $M_{\text{acc travée}} = 91.24$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{acc travée}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{91.24 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 18.48} \Rightarrow \mu = 0.126 < \mu_l = 0.186$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0.168$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.168 \times 0.30 \times 0.36 \times 18.48}{400}$$

$$A_s = 6.70 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.70 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $M_{\text{acc appuis}} = 97.37$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{acc appuis}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{97.37 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 18.48} \Rightarrow \mu = 0.135 < \mu_l = 0.186$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0.181$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.181 \times 0.30 \times 0.36 \times 18.48}{400}$$

$$A_s = 7.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} = \max \{3.79 \text{ cm}^2; 6.70 \text{ cm}^2\} = 6.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = \max \{7.80 \text{ cm}^2; 7.22 \text{ cm}^2\} = 7.80 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal : (condition de non fragilité) :

Selon le **BAEL91** :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times 2.1}{400}$$

$$A_{s \min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{s \min} \Rightarrow 6.70 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{s \min} \Rightarrow 7.80 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_{\text{travée}} = 6.70 \text{ cm}^2 = 4\text{HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = 7.80 \text{ cm}^2 = 6\text{HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures longitudinales selon (RPA99/V2003 Art 7 .5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5 % de la section totale du béton.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\min \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\min \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- zone courante :

- 4% de la section de béton en zone courante.

$$A_{\max \text{ RPA}} = 4\% \times b \times h$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = \frac{4}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- zone de recouvrement :

- 6% la section de béton en zone de recouvrement.

$$A_{\max \text{ RPA}} = 6\% \times b \times h$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = \frac{6}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement** : pour la zone IIa est de :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\varnothing = 40 \times 16 = 640 \text{ mm} = 64\text{cm}$$

$$\varnothing = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 64\text{cm} \text{ on adopte } L_r = 65\text{cm} \quad \varnothing = 14\text{mm}$$

$$\Rightarrow L_r = 56\text{cm} \text{ on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

Les Armatures transversales :

Diamètre :

$$\varnothing_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right\} \Rightarrow \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\}$$

$$\varnothing_{tr} \leq \min \{ 1.14; 3; 1,6 \}$$

$$\varnothing_{tr} \leq 11.4 \text{ mm}$$

On adopte $\varnothing_{tr} = 10\text{mm}$

Calcul l'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99/version 2003(Art 7.4.2.2) :

→ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing_l; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 10 \times 1,4; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 10; 14; 30 \}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ on adopte : **$S_t = 10\text{cm}$** .

→ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale

$$L = h \times 2 = 40 \times 2 = 80$$

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

Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

-Zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

-zone courant :

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte :

$$A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

V.5.2 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} ;$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPA} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA} \}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33$$

La vérification du cisaillement suffira le cas plus défavorable ($T_{u \max} = 39,71 \text{ kN}$)

$$\tau_u = \frac{39,71 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,42$$

$$\tau_u = 0,42 < \overline{\tau}_u = 3,33$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.5.3 Vérification à L'ELS :

Les conditions suivantes sont appliquées donc la vérification à l'état limite de service n'est pas nécessaire :

- Comme la fissuration n'est préjudiciable peu nuisible.
- L'acier utilisé est de nuance FeE400.
- La section est rectangulaire (30*40).
- Flexion simple.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{46.02}{33.52} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0.108 < 0,435 \dots \dots \dots CV$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{89.34}{64.19} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0.222 < 0,445 \dots \dots \dots CV$$

Donc la vérification à L'ELS n'est pas nécessaire.

V.5.4 Vérification de la flèche :

Il est inutile de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,45} = 0,0898 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{tser}}{M_0} \right) = \frac{1}{10} \left(\frac{0,85M_0}{M_0} \right) \Rightarrow 0,085 > 0,229 \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,04}{30 \times 36} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées.

Donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

V.5.5 Schéma de ferraillage :

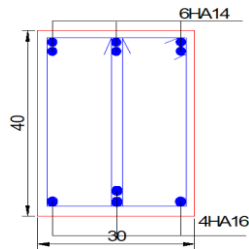


Figure 45:ferraillage de poutre principale

V.6 Ferraillage poutre secondaire :

Elles sont calculées en flexion simple pour une section rectangulaire. Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot Structural AnalysesProfessional 2021.

Table 16:Sollicitation des poutre secondaires

	ELU	ELS	ELA
En travée (kN.m)	58,93	43,09	95,40
En appuis (kN.m)	-101,37	-73,76	-108,09

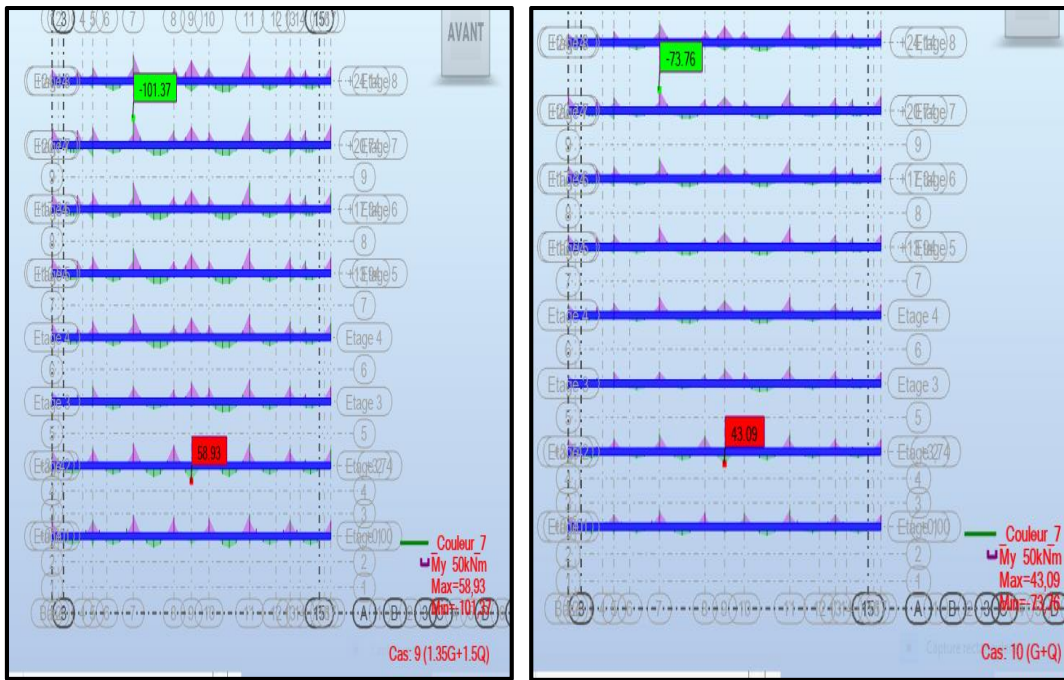
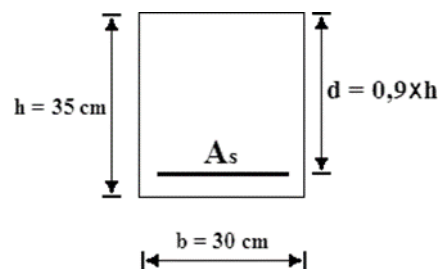
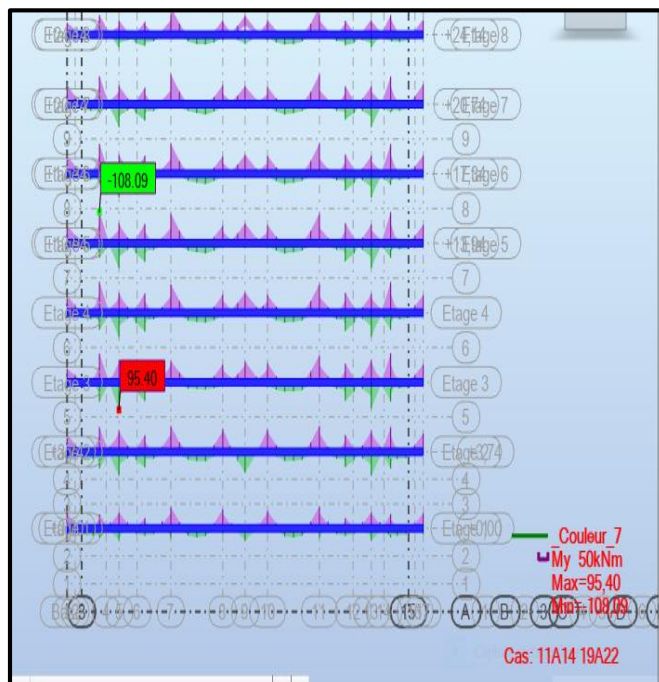


Figure 46: sollicitation de calcul des poutres secondaire



ELU : la section (30×35) cm , $d = 0.9h = 0,315$ m

En travée : $M_{u \text{ travée}} = 58,93 \text{ Kn. m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{58,93 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0,139 < \mu_l = 0.391$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée.

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

$$\alpha = 0.183$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.183 \times 0.30 \times 0.315 \times 14.16}{348}$$

$$A_s = 5,62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,62 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $M_{u \text{ appuis}} = 101,37$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{101,37 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.240 < \mu_l = 0.391$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée.

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

$$\alpha = 0.348$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.348 \times 0.30 \times 0.315 \times 14.16}{348}$$

$$A_s = 1,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,07 \text{ cm}^2$$

ELA :

En travée : $M_{acc\ travée}=95,40$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{acc\ travée}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{95,40 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} \Rightarrow \mu = 0,173 < ul = 0,186$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0,239$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,239 \times 0,30 \times 0,315 \times 18,48}{400}$$

$$A_s = 8,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,34 \text{ cm}^2$$

Sue appuis : $M_{acc\ appuis}=108,09$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{acc\ appuis}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{108,09 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} \Rightarrow \mu = 0,196 < ul = 0,391$$

$\Rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

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

$$\alpha = 0,275$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,275 \times 0,30 \times 0,315 \times 18,48}{400}$$

$$A_s = 9,60 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} = \max \{5,62 \text{ cm}^2; 8,34 \text{ cm}^2\} = 8,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = \max\{1,07 \text{ cm}^2; 9,60 \text{ cm}^2\} = 9,60 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal : (condition de non fragilité) :

Selon le BAEL91 :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.315 \times 2.1}{400}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{s \text{ min}} \Rightarrow 8,34 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{s \text{ min}} \Rightarrow 9,60 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_{\text{travée}} = 8,34 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = 9,60 \text{ cm}^2 = 5\text{HA} 16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Vérification des armateurs longitudinales selon le (RPA99.V2003 Art7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5 % de la section totale du béton.

$$A_{\text{min RPA}} = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{\text{min RPA}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\text{min RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\text{min RPA}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- zone courante :

- 4% de la section de béton en zone courante.

$$A_{\text{max RPA}} = 4\% \times b \times h$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = \frac{4}{100} \times 30 \times 35$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

zone de recouvrement :

- 6% la section de béton en zone de recouvrement.

$$A_{\max \text{ RPA}} = 6\% \times b \times h$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = \frac{6}{100} \times 30 \times 35$$

$$A_{\max \text{ RPA}} = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_{\text{appuis}} > A_{\max \text{ RPA}} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- ❖ La longueur minimale de recouvrement pour la zone

IIa est de :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\emptyset = 40 \times 16 = 640 \text{ mm} = 64\text{cm}$$

Armatures transversales :

Diamètre :

$$\emptyset_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l \right\} \Rightarrow \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1 \text{ cm} = 10\text{mm}$$

$$\emptyset_{tr} \leq \min \{1; 3; 1.4\}$$

$$\emptyset_{tr} \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte $\emptyset_{tr} = 8\text{mm}$

Calcul l'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99/version 2003(Art 7.4.2.2) :

→ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 10 \times 1,4; 30\text{cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min\{8,75; 14; 30\}$$

$$S_t = 8,75\text{cm} \quad \text{on adopte : } S_t = \mathbf{8\text{cm}}.$$

→ **Zone courante** :

$$S_t = \frac{h}{2} = 17,5 \quad \text{on adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$$L = h \times 2 = 35 \times 2 = 70$$

$$L = 70\text{cm}$$

Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

-Zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72\text{cm}^2$$

-zone courant :

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte :

$$\mathbf{A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2.}$$

V.6 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPA} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\{3,33 \text{ MPA}; 4 \text{ MPA}\}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33$$

La vérification du cisaillement suffira le cas plus défavorable ($T_{u \max} = 25,58 \text{ kN}$)

$$\tau = \frac{25,58 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,270$$

$$\tau_u = 0,270 < \overline{\tau}_u = 3,33$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.7 Vérification à l'ELS :

Les conditions suivantes sont appliquées donc la vérification à l'état limite de service n'est pas nécessaire :

- Section et rectangulaire (30*35).
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les aciers utilisés sont de la classe FeE400.
- Flexion simple.

$$\alpha < \frac{Y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{58,93}{43,09} = 1,36$$

$$\frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,183 < 0,44 \dots \text{CV}$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{101,73}{73,76} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,348 < 0,435 \dots \text{CV}$$

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

V.8 Vérification de la flèche :

Il est inutile de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{4,00} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{t\ ser}}{M_0} \right) = \frac{1}{10} \left(\frac{0,85M_0}{M_0} \right) \Rightarrow 0,085 > 0,229 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 31,5} = 0,0097 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées.

Donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

V.9 Schéma de ferrailage :

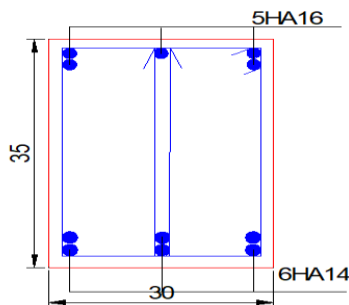


Figure 47: Ferrailage des poutres secondaires

V.7 Les poteaux :

V.7.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations, Ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée « M, N », compression « N », et à un moment fléchissant « M ».

V.7.2 Combinaison de calcul :

Sollicitations à considérer :

- ✓ Effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- ✓ Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- ✓ Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

$$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$$

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC) :
 - Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
 - Si l'effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieure de La section $e > \frac{h}{6}$.
- Section entièrement comprimée (SEC) :
 - Une section est dite entièrement comprimé si le centre de pression est à l'intérieure du Noyau central $e < \frac{h}{6}$ de la section totale rendue homogène.
- Section entièrement tendue (SET) :
 - Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un **effort de traction** et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

V.7.3 Ferrailage des poteaux :

➤ Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :

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 :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 Ø en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zones IIa.
- La hauteur de la zone modale $h' = \max\left\{\frac{he}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right\}$.

Les Armatures transversales : (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times vu}{h \cdot f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

t : est l'espacement des armatures transversales :

- dans la zone modale : $t \leq \min \{10\emptyset_l ; 15 \text{ cm}\}$
- dans la zone courante : $t \leq 15\emptyset_l$
- \emptyset_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversales minimale A/t.b1 en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3: 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5: \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a) Selon CBA 93 (Art A.4.3.5) :

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

e₁ : Excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles.

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad ; \quad e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 L f^2}{10000(h)} (2 + \alpha \emptyset)$$

L : longueur réelle de poteau.

L_f : longueur de flambement de poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

a : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients.

Avec :
$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right)$$

\emptyset : est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée

$\emptyset = 2$

$$L_f = 0,7 \times L$$

Coefficient de remplissage

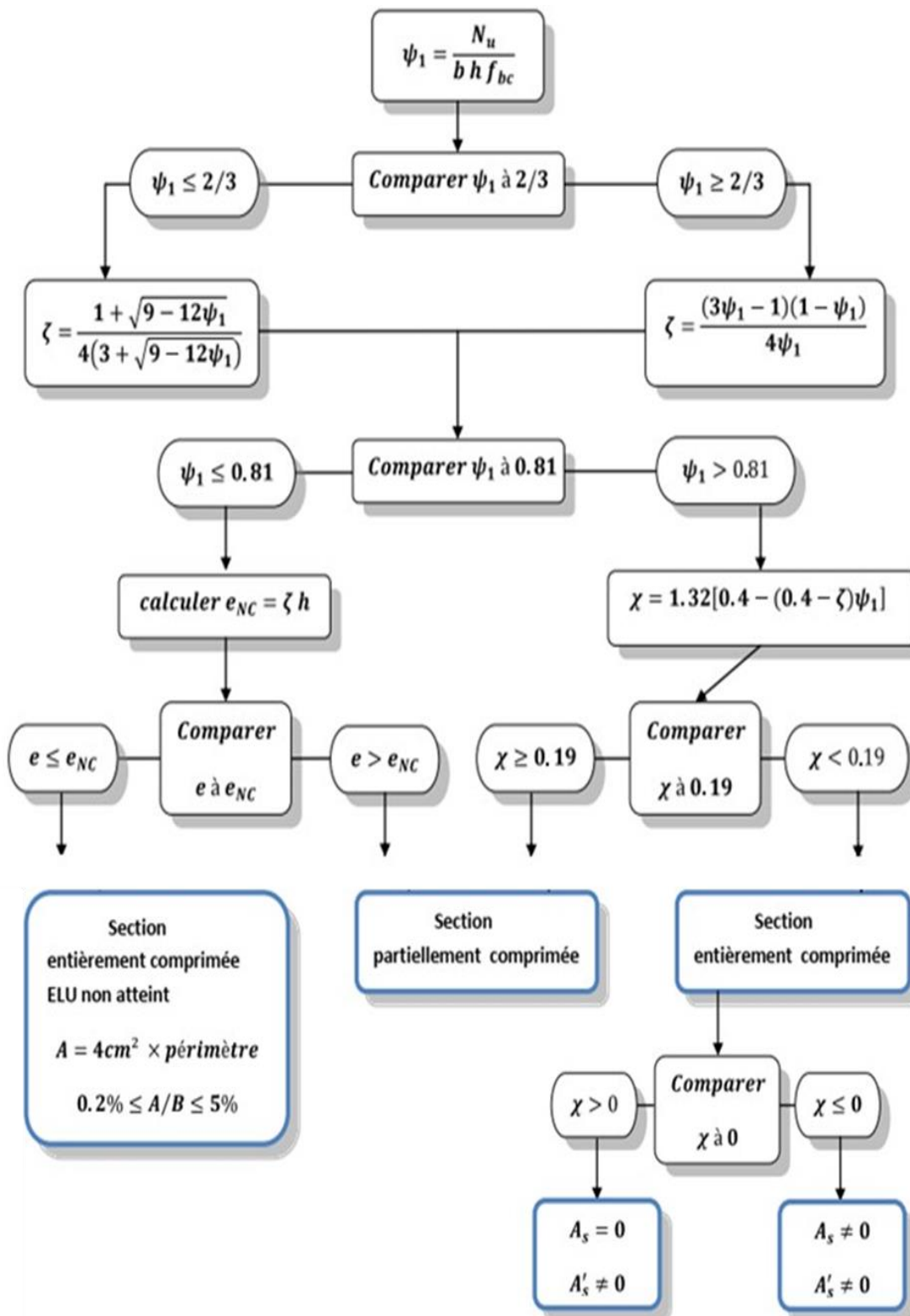


Figure 48: organigramme de justification l'état de contrainte des section soumise à la flexion composée

Méthode de calcul :

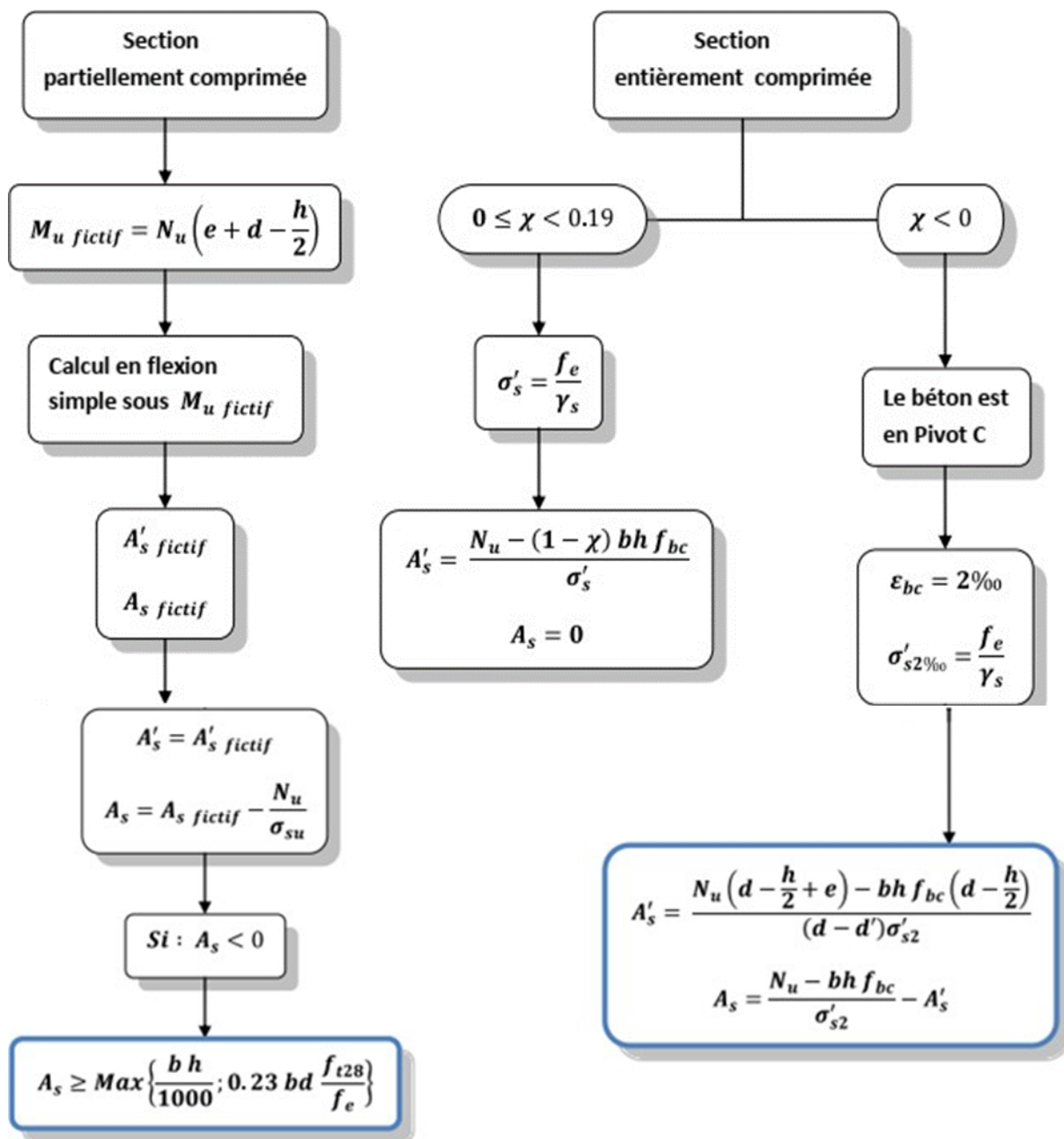


Figure 49: Organigramme de calcul d'armatures selon l'état de contrainte

Table 17: Sollicitation des poteaux 50*55

situation	Les cas
ELU	$N_{max} = 1956,79 \text{ kN}$; $M_{corsp} = 27,64 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 20,06 \text{ kN.m}$
	$N_{min} = 137,45 \text{ kN}$; $M_{corsp} = 9,60 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 6,93 \text{ kN.m}$
	$M_{max} = 56,93 \text{ kN.m}$; $N_{corsp} = 1310,23 \text{ kN}$; $M_{ser} = 41,13 \text{ kN.m}$
ELA	$N_{max} = 1832,69 \text{ kN}$; $M_{corsp} = 23,57 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 15,71 \text{ kN.m}$
	$N_{min} = 684,12 \text{ kN}$; $M_{corsp} = 48,58 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 17,73 \text{ kN.m}$
	$M_{max} = 89,59 \text{ kN.m}$; $N_{corsp} = 891,23 \text{ kN}$; $M_{ser} = 40,17 \text{ kN.m}$

V.7.4 Exemple d'application :

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 55 = 49,5 \text{ cm}$; $f_e E400$; $f_{bc} = 14.16 \text{ MPA}$

Calcul à l'ELU :

1^{ère} cas : $N_{max} = 1956,79 \text{ kN}$; $M_{corsp} = 27,64 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 20,06 \text{ kN.m}$

Calcul l'excentricité :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{27,64}{1956,79}$$

$$e_1 = 0.014 \text{ m.}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 L f^2}{10000(h)} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$L f = 0.7 L = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{27,64}{1,5 \times 20,06} \right)$$

$$\alpha = 0.814$$

$$e_2 = \frac{3(2.85)^2}{10000(0.50)}(2+0.814 \times 2)$$

$$e_2 = \mathbf{0.016 \text{ m.}}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.014 + 0.016 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = \mathbf{0.050 \text{ m.}}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{1956,79 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 14.16} = 0.502 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.144$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.144 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.079 \text{ m}$$

$$e = 0.050 < e_{NC} 0.079$$

Donc : la section est entièrement comprimée et l'état-limite ultime n'est pas atteint.

Calcul de ferrailage :

As = 4 cm² × le périmètre de la section (m), 0.2% < $\frac{As}{B}$ < 50%

$$As = 4 \times (0.55+0.50) \times 2$$

$$As = \mathbf{8,4 \text{ cm}^2}$$

$$0.02 < \frac{8,4}{50 \times 55} < 0.05$$

$$0.02 < 0.03 < 0.05 \dots\dots CV$$

Calcul l'excentricité :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9,60}{137,45}$$

$$e_1 = 0.069m.$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 Lf^2}{10000(h)}(2+\alpha\phi)$$

$$Lf = 0.7L = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{9,60}{1,5 \times 6,93} \right)$$

$$\alpha = 0.76$$

$$e_2 = \frac{3(2.85)^2}{10000(0.55)}(2+0.76 \times 2)$$

$$e_2 = 0.015 \text{ m.}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.069 + 0.015 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = 0.104 \text{ m.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N u}{b h f_{bc}} = \frac{137,45 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 14.16} = 0.035 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.165 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.090 \text{ m}$$

$$e = 0.104 > e_{NC} 0.090$$

Donc : la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint.

Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 9,60 + 137,45 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 39,83$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,83 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,495)^2 \times 14,16} = 0,022 < 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \times b \times d \times \alpha \times f_{bc}}{\sigma_s} = 2,17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ réel}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1,77 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas $M_{\max} = 56,93 \text{ kN}$; $N_{\text{corps}} = 1310,23 \text{ kN.m}$; $M_{\text{ser}} = 41,13 \text{ kN.m}$

Calcul l'excentricité :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{56,93}{1310,23}$$

$$e_1 = 0,043 \text{ m.}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10000(h)} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 4,08 = 2,85 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{56,93}{1,5 \times 41,13} \right)$$

$$\alpha = 0,770$$

$$e_2 = \frac{3(2,85)^2}{10000(0,50)} (2 + 0,770 \times 2)$$

$$e_2 = 0,015 \text{ m.}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.043 + 0.015 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = 0.078 \text{ m.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{1310,23 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 14.16} = 0.330 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.154$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.154 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.084 \text{ m}$$

$$e = 0.078 < e_{NC} \text{ 0.084}$$

Donc : la section est entièrement comprimée et l'état-limite ultime n'est pas atteint.

Calcul de ferraillage :

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \times \text{le périmètre de la section (m)}, 0.2\% < \frac{A_s}{B} < 50\%$$

$$A_s = 4 \times (0.55 + 0.50) \times 2$$

$$A_s = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$0.02 < \frac{8,4}{50 \times 55} < 0.05$$

$$0.02 < 0.03 < 0.05 \dots\dots \text{CV}$$

A L'ELA :

Calcul à l'ELA :

1^{ère} cas : N max = 1832, 69 kN ; M corsp = 23, 57 kN.m ; M ser = 31,91 kN.m

Calcul l'excentricité :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{23,57}{1832,69}$$

$$e_1 = 0.0128 \text{ m.}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10000(h)}(2+\alpha\emptyset)$$

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{13,74}{15,72}$$

$$\alpha = 0.874$$

$$e_2 = \frac{3(2.85)^2}{10000(0.50)}(2+0.874 \times 2)$$

$$e_2 = 0.018 \text{ m.}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.0128 + 0.018 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = \mathbf{0,0508m.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N_A}{b h f_{bc}} = \frac{1832,69 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 18,48} = 0.360 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.153$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.153 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.084\text{m}$$

$$e = 0.0508 < e_{NC} \mathbf{0.084}$$

Donc : la section est entièrement comprimée et l'état-limite ultime n'est pas atteint.

Calcul de ferrailage :

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \times \text{le périmètre de la section (m)}, 0.2\% < \frac{A_s}{B} < 50\%$$

$$A_s = 4 \times (0.55 + 0.5) \times 2$$

$$A_s = 8,4 \text{ cm}^2$$

$$0.02 < \frac{8,4}{50 \times 55} < 0.05$$

$$0.002 < 0.003 < 0.05 \dots \text{CV}$$

2^{ème} cas : $N_{\min} = 648,12 \text{ kN}$; $M_{\text{cosp}} = 48,58 \text{ kN.m}$; $M_{\text{ser}} = 17,73 \text{ kN.m}$

Calcul l'excentricité :

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{48,58}{648,12}$$

$$e_1 = 0.074 \text{ m.}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10000(h)} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{\text{ser}}} = \frac{13,74}{17,73}$$

$$\alpha = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3(2.85)^2}{10000(0.55)} (2 + 0.77 \times 2)$$

$$e_2 = 0.015 \text{ m.}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.074 + 0.015 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = 0.109\text{m.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N_A}{b h f_{bc}} = \frac{684,12 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 18,48} = 0.134 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.162$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.162 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.089 \text{ m}$$

$$e = 0.104 > e_{NC} \text{ 0.089}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint.

Calcul le moment fictif :

$$M_{A \text{ fictif}} = M_A + N_A \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{A \text{ fictif}} = 48,58 + 684,12 \left(0,495 - \frac{0,55}{2} \right)$$

$$M_{A \text{ fictif}} = 199,08$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{A \text{ fictif}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{199,08 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,495)^2 \times 18,48} = 0,087 < 0,391 \Rightarrow A_{S'} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,113$$

$$A_{S \text{ fictif}} = \frac{0,8 \times b \times d \times \alpha \times f_{bc}}{\sigma_s} = 10,33 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ réel}} = A_{S \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 5,87 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : $M_{\text{max}} = 89,59 \text{ kN}$; $N_{\text{cor}} = 891,23 \text{ kN.m}$; $M_{\text{ser}} = 40,17 \text{ kN.m}$

Calcul l'excentricité

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{89,59}{891,23}$$

$$e_1 = 0.101m.$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right\}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 Lf^2}{10000(h)}(2+\alpha\theta)$$

$$Lf = 0.7L = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M G}{M_{ser}} = \frac{30,96}{40,17}$$

$$\alpha = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3(2.85)^2}{10000(0.55)}(2+0.77 \times 2)$$

$$e_2 = 0.015 \text{ m.}$$

$$e_{\text{totale}} = 0.101 + 0.015 + 0.02$$

$$e_{\text{totale}} = 0.136 \text{ m.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N_A}{b h f_{bc}} = \frac{89,59 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.55 \times 18,48} = 0.017 < 0.81$$

$$\Rightarrow \text{oui} \quad \Psi < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.166$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.166 \times 0.55$$

$$e_{NC} = 0.091 \text{ m}$$

$$e = 0.136 > e_{NC} \text{ 0.091}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint.

Calcul le moment fictif :

$$M_{A \text{ fictif}} = N_A \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{A \text{ fictif}} = 891,23 \left(0,136 + 0,495 - \frac{0,55}{2} \right)$$

$$M_{A \text{ fictif}} = 317,72$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{A \text{ fictif}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{317,77 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,495)^2 \times 18,48} = 0,140 < 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,189$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \times b \times d \times \alpha \times f_{bc}}{\sigma_s} = 17,28 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ réel}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 5,00 \text{ cm}^2$$

Table 18:Section du ferrailages des poteaux 50*55

Cas	Situation	N (KN)	M (kN.m)	Nature de la section	As (cm ²)
N _{max} → M _{corr}	ELU	1956,79	27,64	Entièrement comprimée	8,4
N _{min} → M _{corr}		137,45	9,60	Partiellement comprimée	1,77
M _{max} → N _{corr}		56,93	1310,23	Entièrement comprimée	8,4
N _{max} → M _{corr}	ELA	1832,69	23,57	Entièrement comprimée	8,4
N _{min} → M _{corr}		648,12	48,58	Partiellement comprimée	5,87
M _{max} → N _{corr}		85,59	891,23	Partiellement comprimée	5

V.7.5 Vérifications

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

$$A_s \geq A_{s \text{ min}}$$

$$A_s = 8,4 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,4 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Section minimale des poteaux d'après RPA99/2003 :

D'après RPA99/2003, la section minimale des armatures en zone IIa est :

$$A_{s \text{ RPA}} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA}} = 22 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées :

$$A_s = \max\{A_s \text{ calcul}; A_s \text{ min}(CBA); A_s \text{ min}(RPA)\}$$

$$A_s = \max\{8,4; 2,98; 22\}$$

on adopte : **8HA16+4HA14** = 22,24 cm²

$$A_s = 22,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**Zone courante :**

$$A_s < A_{s \text{ max RPA}}$$

$$A_{s \text{ max RPA}} = 3\% \times b \times h = 0,03 \times 50 \times 55 = 82,5$$

$$A_s = 22,24 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max RPA}} = 82,5 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Zone de recouvrement :

$$A_s < A_{s \text{ max RPA}}$$

$$A_{s \text{ max RPA}} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 50 \times 55 = 165$$

$$A_s = 22,24 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max RPA}} = 165 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage transversal

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{a} = \frac{2,14}{0,55} = 3,89 \Rightarrow \rho = 3,75$$

Espacement d'armatures transversales :**Zone nodal :**

$$t \leq \min(10 \phi_{l \text{ max}} ; 15 \text{ cm})$$

$$\text{Selon l'RPA } \phi = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$t \leq \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

Zone de recouvrement :

$$t \leq 15\phi \Rightarrow t = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \quad t = 15 \text{ cm}$$

Ferrailage transversal

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_l \times f_e} \Rightarrow \frac{3,75 \times 67,33 \times 10^{-3} \times 0,12}{0,55 \times 400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA8=2,01cm²**

En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_l \times f_e} \Rightarrow \frac{3,75 \times 67,33 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,55 \times 400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA8=2,01cm²**

V.7.6 Vérification de l'effort tranchant : (CBA93)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{54,82 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,495} = 0,22 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{bu} = 0,22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{ Mpa}$$

V.7.7 Vérification de sollicitations tangentes « R.P. A99/V2003 Art

7.4.3.2»:

Selon RPA99 Version 2003 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{54,82 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,495} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \Rightarrow \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,5 \times (0,55)^3}{12} = 0,0069$$

$$\sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0,0069}{0,275}} = i = 0,15$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2,85}{0,15} = 19$$

$$\lambda > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = 0,22 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ Mpa}$$

V.7.8 Vérification à E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite service sous « M_{ser}, N_{ser} » la fissuration considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier dans les aciers tendus.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de flambement :

$$\lambda < 50$$

$$\lambda = 19 < 50 \dots\dots\dots\text{CV}$$

V.7.9 Schéma de ferraillage :

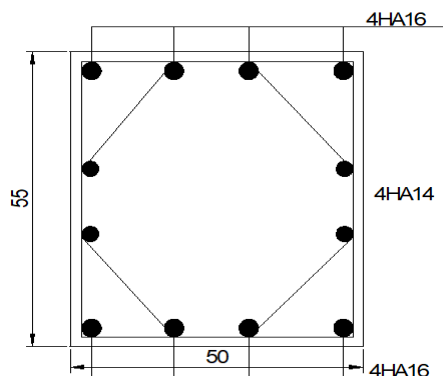


Figure 50 : ferraillage des poteaux 50*55

V.8 Calcul les voiles

V.8.1 Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcul comme un poteau (élément vertical) en flexion composée. Leur ferrailages sont composés d'armature verticales et d'armatures horizontales.

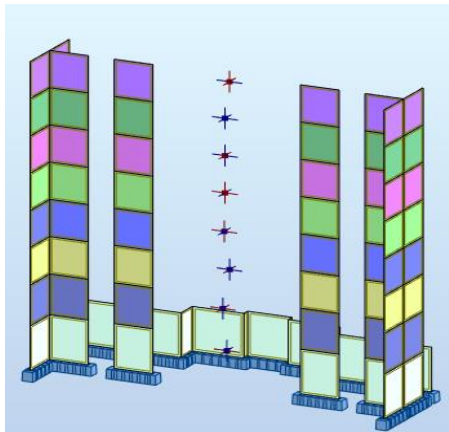


Figure 51:Position des voils

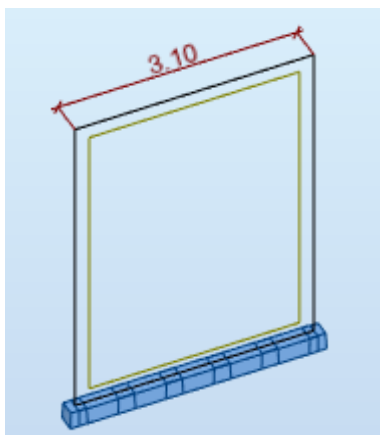


Table 19:Sollicitation des voiles

Cas	Combinaison	N (KN)	M (kN.m)	M_{ser}	V_{max} (KN)
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+EY	1929,07	1505,70	36,71	580,83
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	G + Q - EY	3685,01	1430,70	73,29	
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+EY	1514,13	1577,27	73,29	

Cas défavorable : $N=1514,13\text{KN}$, $M=1577,27\text{ kN}$

- Epaisseur du voile : $e = b = 0.20\text{ m}$
- Longueur du voile : $h = L = 3,10\text{ m}$

$$B = b \times h = 0,20 \times 3,10 = 0,62\text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 3,10^3}{12} = 0,49\text{ m}^4$$

$$Y = \frac{L}{2} = \frac{3,10}{2} = 1,55\text{ m}$$

Calcul les contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times Y = \frac{1514,13 \times 10^{-3}}{0,62} + \frac{1577,27 \times 10^{-3}}{0,49} \times 1,55 \Rightarrow \sigma_1 = 7,431\text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times Y = \frac{1514,13 \times 10^{-3}}{0,62} - \frac{1577,27 \times 10^{-3}}{0,49} \times 1,55 \Rightarrow \sigma_2 = -2,54\text{ MPA}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée « SPC »

En utilisant la formule de « Navier-Bernoulli », on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

Longueur tendue :

$$L_t = L \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,10 \times \frac{2,54}{7,43 + 2,54} = 0,78\text{ m}$$

Longueur de la zone comprimée :

$$L' = L - L_t = 3,10 - 0,78 = 2,32\text{ m}$$

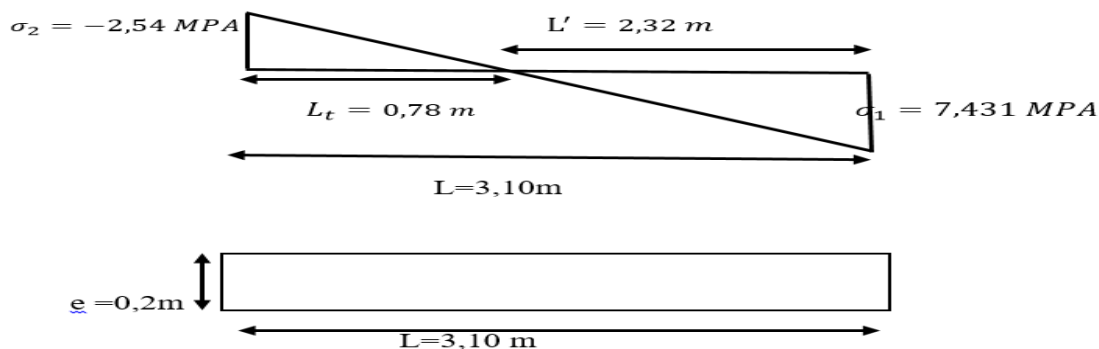


Figure 52: Diagramme des contraintes

$$d \leq \min\left\{\frac{L}{2}; \frac{2}{3} \times L'\right\} \min\left\{\frac{3,10}{2}; \frac{2}{3} \times 2,32\right\}$$

$$d \leq \min\left\{\frac{3,10}{2}; \frac{2}{3} \times 2,32\right\}$$

$$d \leq \min\{1,55; 1,54\} \Rightarrow d=1,54 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

$$\sigma_2' = \tan(\alpha) \times (L_t - d)$$

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{2,54}{0,78} = 3,25 \Rightarrow \sigma_2' = 3,25(0,78 - 1,54) \Rightarrow \sigma_2' = -2,47 \text{ MPA}$$

Donc :

$$I' = \frac{e \times d^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,54^3}{12} = 0,032 \text{ m}^4$$

$$Y' = \frac{d}{2} = \frac{1,54}{2} = 0,77 \text{ m}^2$$

$$B' = e \times d = 0,20 \times 1,54 = 0,308 \text{ m}^2$$

$$N' = \frac{B'}{2} \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N' = \frac{0,308}{2} \times (-2,54 - 2,47) \Rightarrow N' = -0,77 \text{ KN.m}$$

$$M' = \frac{I'}{2 \times Y'} \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow M' = \frac{0,032}{2 \times 0,77} \times (-2,54 - 2,47) \Rightarrow M' = -0,104 \text{ KN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{-0,104}{-0,77} = 0,135 \text{ m}$$

On pose $c=c'=0,05 \text{ m}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' \Rightarrow e_1 = \frac{1,54}{2} - 0,135 - 0,05 \Rightarrow e_1 = 0,585 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} - e_0 - c' \Rightarrow e_2 = \frac{1,54}{2} + 0,135 - 0,05 \Rightarrow e_2 = 1,635 \text{ m}$$

Calcul les armatures :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,77 \times 1,635}{(0,585 + 1,635) \times 400} = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,77 \times 0,585}{(0,585 + 1,635) \times 400} = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = A_s + A_s' = 14,17 + 5,08 = 19,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = \frac{19,25}{3,10} = 6,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales d'après le RPA 99 V 2003 :

$$A_{s \text{ min}} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,002 \times 20 \times 78 = 3,12 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section voile :

$$A_{s \text{ min}} = 0,15\% \times e \times L = 0,015 \times 20 \times 310 = 9,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = \frac{9,3}{3,10} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En zone courante : D'après RPA 99 V 2003 (Art 7.7.4.3.) :

$$A_{s \text{ min}} = 0,10\% \times e \times L = 0,010 \times 20 \times 310 = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_s = \frac{6,2}{3,10} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.8.2 Choix d'armatures :**En zone courante :**

$$A_s = \text{Max} \{A_s; A_{s \text{ min}}\} \Rightarrow A_s = \text{Max} \{6,20 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \}$$

$$\Rightarrow A_s = 6,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12=6,79 cm²**

Avec un espacement déterminé par la relation suivante : **S_t < min (30, 15.e)**

$$S_t < \text{min} \{30 ; 15 \times 20\} \Rightarrow S_t < \text{min} \{30 ; 300\} = 30 \text{ cm}$$

On prend: S_t = 20 cm

En zone tendue (zone d'about) :

$$A_s = \text{Max} \{A_s; A_{s \text{ min}}\} \Rightarrow A_s = \text{Max} \{6,20 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \}$$

$$\Rightarrow A_s = 6,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12=8,04 cm²**

Avec un espacement déterminé par la relation suivante : $S_t \leq \frac{S_t}{2}$

$$S_t \leq \frac{20}{2} = 10 \quad \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

Longueur de la zone d'about d'après RPA 99 V2003 :

$$L_{\text{zone courante}} = \frac{L}{10} = \frac{310}{10} = 31 \text{ cm}$$

Armatures horizontales (RPA Art 7.7.2) : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times T}{e \times L} = \frac{1,4 \times 580,83 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,10} = 1,31 \text{ MPA}$$

$$\tau = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.8.3 Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section des armatures d'âmes est donnée par la relation suivant (**CBA93 Art A.5.1.2.3**)

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma \times (\tau - 0,3 \times f_{c28} \times K)}{0,9 f_e}$$

- ✓ $K = 0 \Rightarrow$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage munie d'indentation dans la surface de reprise.
- ✓ $K = 1 \Rightarrow$ en flexion, sans reprise de bétonnage.
- ✓ $K = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28} \Rightarrow$ en flexion composée avec N effort de compression.
- ✓ $K = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28} \Rightarrow$ en flexion composée avec N effort de traction.
- ✓ **(σ_{tm} ; σ_{cm})** : étant la contrainte moyenne de traction et compression obtenu en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

D'après (RPA99/2003 art 7.7.4.3)

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
- ✓ En zone courante 0,10%.

Donc : $K=0$.

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau}{0,9 \times f_e}$$

L'espacement: $S_t < \min(30, 15.e)$

$$S_t < \min \{30 ; 15 \times 20\} \quad S_t=30 \text{ cm}$$

On prend: $S_t=20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\tau \times b_0 \times S_t}{0,9 \times f_e} = \frac{1,31 \times 20 \times 20}{0,9 \times 400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,10\% \times b_0 \times L = 0,010 \times 20 \times 310 = 6,2 \text{ cm}^2$$

Pour 1 ml :

$$A_{t \text{ min}} = \frac{6,2}{3,105} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \text{Max} \{A_t ; A_{t \text{ min}}\} \Rightarrow A_t = \text{Max} \{0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 2 \text{ cm}^2/\text{ml}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA10**

V.8.4 Schéma de ferrailage :

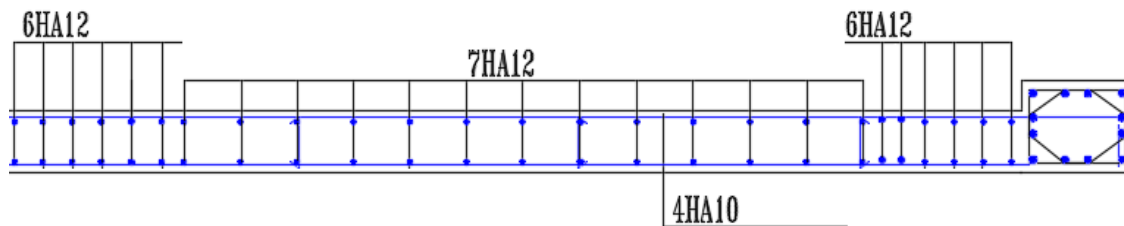


Figure 53:Schéma des ferrailages de voile

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

VI.2 Introduction :

Les fondations sont les composants de l'infrastructure dont le but est de soutenir les charges de la superstructure et de les transmettre au sol.

Elle forme un ensemble solide qui peut accomplir les fonctions suivantes :

- Effectuer l'assemblage de la structure.
- Transmettre l'intégralité des charges que la superstructure apporte au sol d'assise. Pour réduire la résistance et la rigidité du système structural, il est important de limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux liés aux fondations.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.3 Classification de fondations :

On distingue deux types de fondations :

- **Fondations superficielles** : elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.
- **Fondations profondes** : elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.
- **Fondations semi profondes** : Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes comme les pieux ne sont pas nécessaires, ce qui évite un coût trop important.

VI.4 Rôle de fondations :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol pour transmettent et repartissent les efforts de la superstructure.

VI.5 Les caractéristiques mécaniques du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui

nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de $\sigma_{\text{sol ser}} = 1,4 \text{ bars}$ comme contrainte admissible du sol.

Les contraintes du sol : $\sigma_{\text{sol ser}} = 1.4 \text{ bars}$

$$\sigma_{\text{sol ELU}} = 3 \frac{\sigma_{\text{sol ser}}}{2} = 2.1 \text{ bars} = 210 \text{ kN/m}$$

Donc la contrainte ultime ou de rupture du sol :

$$\sigma_{\text{sol ultime}} = 3 \times \sigma_{\text{sol ser}}$$

$$\sigma_{\text{sol ultime}} = 4.2 \text{ bars} = 420 \text{ kN/m}^2$$

Module de raideur du sol « K » : (module de réaction du sol)

Appelé aussi coefficient d'élasticité du sol rapporté à l'unité de surface. Suite à l'absence de la valeur exacte de ce coefficient pour notre projet ; nous étions obligés d'établir une recherche en littérature ; ou on a trouvé une formule empirique qui donne la valeur de K en fonction.

Ce coefficient sera utile pour la modélisation de notre radier sous le Robot Structural Analysais Professional 2021 ; il sera utilisé aussi pour le Pré dimensionnement de notre radier et pour le calcul de tassements.

$$K = 40 \times \sigma_{\text{sol ultime}}$$

$$K = 40 \times 420 = 16800 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} / \text{m}$$

VI.6 Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire :

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} \times 100 \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} \times 100 \geq 50\% \Rightarrow \text{Radier général}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol ser}}} , N_{\text{ser}} = 39578.25 \text{ kN} , \sigma_{\text{sol ser}} = 140 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{39578.25}{140} = 282.70 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 359.76 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} \times 100 = \frac{282.70}{359.76} \times 100 = 78.51\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela on a opté pour un radier nervuré comme type de fondation.

VI.7 Le calcul du radier :

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment.

Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction.

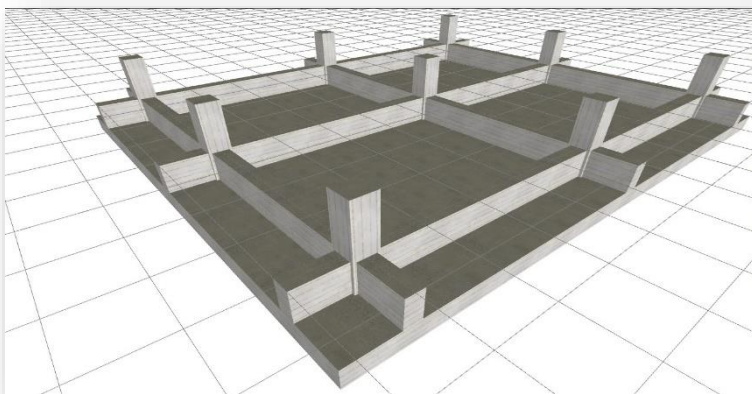


Figure 54: Radier général

On choisit un radier général dans les cas suivants :

⇒ Mauvais sol.

⇒ Charges transmises au sol sont importantes.

Remarque :

Il y'a 2 types de radier (radier nervure ; radier dalle)

⇒ Le radier nervure est de loin le plus économique.

• $40 \text{ cm} \leq \text{Épaisseur Paillasse} \leq 1 \text{ m}$

• $50 \text{ cm} \leq \text{hauteur de nervure} \leq 1.50 \text{ m}$

⇒ Le radier dalle n'est 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.

VI.7.1 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.

$$L_{\max} = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{35} \leq h \leq \frac{405}{30} \Rightarrow 11.57 \leq h \leq 13.5$$

On adopte : $h_r = 15 \text{ cm}$

❖ **La condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement **CBA93**, La contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{batiment}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec :

T_{\max} = Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis L'ELU.

$$b = 1 \text{ m}$$

$$N_u = 54270.57 \text{ kN}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 h$$

$$T_{\max} = \frac{54270.57}{359.76} \times \frac{4.05}{2}$$

$$T_{\max} = 305.47 \text{ Kn}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}_u} = \frac{305.47 \times 10^{-3}}{1 \times 1.17}$$

$$d \geq 0.261$$

$$0.9 h \geq 0.261 \Rightarrow h \geq \frac{0.261}{0.9} = 0.29$$

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

VI.7.2 Pré-dimensionnement de la nervure :

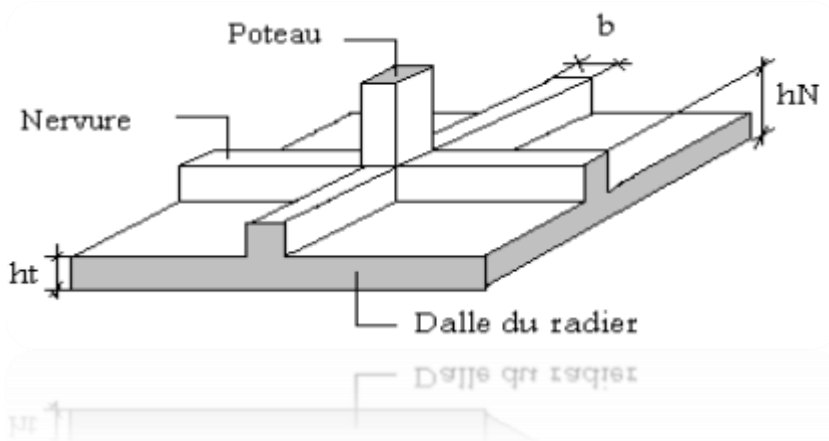


Figure 55: la dalle du radier et la nervure

Le Pré-dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

❖ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{405}{8} \leq h_t \leq \frac{405}{5}$$

$$50.62 \leq h_t \leq 81 \Rightarrow h_t = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

❖ **Formule empirique :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{4.05}{10} \Rightarrow h_t = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

Largeur de la nervure :

$$b_n \geq b_{\text{poteaux}}$$

$$b_n \geq \mathbf{50 \text{ cm}}$$

On adopte : $b_n = \mathbf{50 \text{ cm}}$

❖ **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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : est la longueur élastique du radier.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K \times b}}$$

Avec :

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

E : Module d'élasticité longitudinal instantané.

$$E = 32164.195 \text{ MPa}$$

b : Largeur du radier (bande de 1m).

K : coefficient de raideur du sol, $\Rightarrow K=40$ Mpa (sol de densité moyenne).

$$h_t = \sqrt[3]{\frac{48 L \max^4 \times K}{E \pi^4}}$$

$$h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.05)^4 \times 40}{32164.195 \times (3.14)^4}}$$

$$h_t = 65 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 80 \text{ cm}$

Donc :

$$h_{nervure} = 45 \text{ cm}$$

VI.7.3 Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$D \geq \max \left\{ \frac{35}{2} ; 30 \text{ cm} \right\}$$

On prend $D = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + (P \times D)$$

$$P = 2 \times [(L_x + 2 \times D) + L_y] \quad , \quad L_x = 28.50 \text{ m} \quad L_y = 14.22 \text{ m}$$

$$P = 2 \times [(28.50 + 2 \times 0.5) + 14.22]$$

$$P = 87.44 \text{ m}$$

$$S_{\text{batiment}} = 359.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 359.76 + (87.44 \times 0.5)$$

$$S_{\text{radier}} = 403.48 \text{ m}^2$$

VI.7.4 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 :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

$N_u = 1956.79$ (b = 50cm ; h = 55cm).

μ_c : Périmètre du contour défini cisailé.

h_r : Épaisseur totale de la dalle du radier.

h_t : Épaisseur totale.

$$\mu_c = 2 \left[\left(b + 2 \times \frac{h_r}{2} \right) + \left(h + 2 \times \frac{h_r}{2} \right) \right]$$

$$\mu_c = 2 \left[\left(0.50 + 2 \times \frac{0.80}{2} \right) + \left(0.55 + 2 \times \frac{0.80}{2} \right) \right] \Rightarrow \mu_c = 5.3$$

$$N_u = 1956.79 \text{ kN} \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.80 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3$$

$$N_u = 1956.79 \text{ kN} \leq 3180 \text{ Kn} \dots\dots\dots CV$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.7.5 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 :

$$W_{\text{total}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

- $W_{\text{total}} = W_{\text{batiment}} + W_{\text{radier}}$
 - $W_{\text{batiment}} = 35729.37 \text{ kN}$
 - $W_{\text{radier}} = (S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} + S_{\text{nervure}} \times (h_t - h_{\text{radier}})) \times \rho_{\text{béton armée}}$
 - $S_{\text{nervure}} = S_{\text{nervure}} \times x \times n + S_{\text{nervure}} \times y \times n$

$$S_{\text{nervure } x} = bn \times Ln$$

$$S_{\text{nervure } y} = bn \times Ln$$

$$S_{\text{nervure}} = 117.25 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ } W_{\text{radier}} = (403.48 \times 0.35 + 117.25 \times (0.80 - 0.35)) \times 25$$

$$W_{\text{radier}} = 4849.96 \text{ kN}$$

$$W_{\text{total}} = 35729.37 + 4849.96$$

$$W_{\text{total}} = 40579.33 \text{ kN}$$

D'un autre part :

Fs : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement. $\Rightarrow Fs = 1.5$

w : Poids volumique de l'eau. $\Rightarrow w = 10 \text{ kn/m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure. $\Rightarrow Z = 2 \text{ m}$

$$W_{\text{total}} \geq Fs \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

$$W_{\text{total}} \geq 1.5 \times 10 \times 2 \times 403.48$$

$$W_{\text{total}} = 40579.33 \text{ kN} \geq 12104.4 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Il n'y a pas de risque de soulèvement.

VI.7.5 Caractéristiques géométriques du radier :

$$I_{gx} = \frac{L_x \times L_y^3}{12} \quad \text{Et} \quad I_{gy} = \frac{L_y \times L_x^3}{12}$$

Peneaux	L _x (m)	L _y (m)	S(m ²)	I _{gx}	I _{gy}	I _{gx} + I _{gy}
1	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646
2	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646
3	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646
4	3,6	2,6	9,36	5,2728	10,1088	15,3816
5	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646
6	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646
7	4,15	2,6	10,79	6,07836667	15,4858979	21,5642646

8	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
9	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
10	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
11	3,6	4,6	16,56	29,2008	17,8848	47,0856
12	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
13	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
14	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
15	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
16	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
17	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
18	3,6	4,6	16,56	29,2008	17,8848	47,0856
19	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
20	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
21	4,15	4,6	19,09	33,6620333	27,3981271	61,0601604
22	4,15	1,775	7,36625	1,93402428	10,5721034	12,5061277
23	3,6	2,425	8,73	4,27815469	9,4284	13,7065547
24	4,15	1,775	7,36625	1,93402428	10,5721034	12,5061277

Tableau 8: caractéristiques géométriques du radier

$$D_x = X_{Gr} - X_i \quad \text{Et} \quad D_y = Y_{Gr} - Y_i$$

$$I_{rx} = I_{gx} + S_i \times D_{xi}^2 \quad \text{Et} \quad I_{ry} = I_{gy} + S_i \times D_{yi}^2$$

P	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$S(m^2)$	$S_i * X_i$	$S_i * Y_i$	$D_x(m)$	$D_y(m)$	I_{rx}	I_{ry}
1	2,075	1,3	10,79	22,3892	14,027	12,17	5,05	1605,4868	290,7172
2	6,225	1,3	10,79	67,1677	14,027	-6,22	5,05	424,1976	290,7172
3	10,375	1,3	10,79	111,9462	14,027	3,87	5,05	168,0969	290,7172
4	14,25	1,3	9,36	133,38	12,168	0	5,05	5,2728	248,8636
5	18,125	1,3	10,79	195,5687	14,027	-3,87	5,05	168,0969	290,7172
6	22,275	1,3	10,79	240,3472	14,027	-8,02	5,05	700,9611	290,7172
7	26,425	1,3	10,79	285,1257	14,027	-12,17	5,05	1605,4868	290,7172

8	2,075	4,9	19,09	39,6117	93,541	12,17	1,45	2863,3846	67,5649
9	6,225	4,9	19,09	118,8352	93,541	8,02	1,45	1263,0699	67,5649
10	10,375	4,9	19,09	198,0587	93,541	3,87	1,45	320,3103	67,5649
11	14,25	4,9	16,56	235,98	81,144	0	1,45	29,2008	52,7283
12	18,125	4,9	19,09	346,0062	93,541	-3,87	1,45	320,3103	67,5649
13	22,275	4,9	19,09	425,2297	93,541	-8,02	1,45	1263,0699	67,5649
14	26,425	4,9	19,09	504,4532	93,541	-12,17	1,45	2863,3846	67,5649
15	2,075	9,5	19,09	39,6117	181,355	12,17	-3,14	2863,3846	216,7531
16	6,225	9,5	19,09	118,8352	181,355	8,02	-3,14	1263,0699	216,7531
17	10,375	9,5	19,09	198,0587	181,355	3,87	-3,14	320,3103	216,7531
18	14,25	9,5	16,56	235,98	157,32	0	-3,14	29,2008	182,1446
19	18,125	9,5	19,09	346,0062	181,355	-3,87	-3,14	320,3103	216,7531
20	22,275	9,5	19,09	425,2297	181,355	-8,02	-3,14	1263,0699	216,7531
21	26,425	9,5	19,09	504,4532	181,355	-12,17	-3,14	2863,3846	216,7531
22	10,375	12,68	7,36	76,4248	93,459	3,87	-6,33	112,5428	306,3786
23	14,25	13,01	8,73	124,4025	113,599	0	-6,66	4,2781	396,8802
24	18,125	12,68	7,36	133,5132	93,459	-3,87	-6,33	112,5428	306,3786
La Somme									
			359,762	5126,615	2284,687	La Somme		22752,424	4943,5864

Tableau 9: inertie et centre de gravité du radier

Le centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$$X_{Gr} = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = 14.25 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = 6.35 \text{ m}$$

Le centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

Par logiciel robot :

$$X_{Gb} = 13.89 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = 7.81 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité :

$$e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| = |13.89 - 14.25| = 0.36 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| = |7.81 - 6.35| = 1.46 \text{ m}$$

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.

Détermination des charges et des surcharges :

- $N = N_{\text{radier}} + N_{\text{batiment}}$
- $N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{batiment}} + Q$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h_r \times \rho_{\text{béton armée}} = 403.48 \times 0.35 \times 25$$

$$G_{\text{radier}} = 3530.45 \text{ kN}$$

$$G_{\text{nervure}} = S_{\text{nervure}} \times h_{\text{nervure}} \times \rho_{\text{béton armée}} = 117.25 \times 0.45 \times 25$$

$$G_{\text{nervure}} = 1319.06 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sol}} = \gamma_m [S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - (V_{\text{radier}} + V_{\text{nervure}})]$$

$$G_{\text{sol}} = 18[403.48 \times 2 - ((403.48 \times 0.35) + (117.29 \times 0.45))]$$

$$G_{\text{sol}} = 11033.307 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{batiment}} = 33978.68 \text{ kN} \\ Q_{\text{batiment}} = 5599.57 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{par l'ogiciel robot}$$

$$N = 3530.45 + 1319.06 + 11033.307 + 33978.68 + 5599.57$$

$$N = 55461.06 \text{ kN}$$

VI.7.6 JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES FONDATIONS (A.5.7 RPA99/2003) :

La 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. (**Art : 10.1.5**)

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment du au séisme.

N : Charge verticale

XccM=14.37 m et YccM=7.97 m (Centre d'application de la charge résultante verticale).

$$M_y = 506619.91 \text{ kN}$$

$$M_x = 309313.81 \text{ kN}$$

$$N = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser}} \quad \text{et} \quad N_{\text{ser}} = 39578.25 \text{ kN} , G_{\text{radier}} = 3530.45 \text{ kN}$$

$$N = 3530.45 + 39578.25 \Rightarrow N = 43108.7 \text{ kN}$$

Le sens X : Lx= 28.50 m

$$X_e = \frac{M_y}{N} = \frac{506619.91}{43108.7} = 11.75 \text{ m}$$

$$e = |X_{\text{ccm}} - X_e| \leq \frac{L_x}{4} \Rightarrow e = |14.37 - 11.75| = 2.62 \text{ m}$$

$$e = 2.62 \text{ m} \leq \frac{28.50}{4} = 7.12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le sens Y : Ly= 14.22 m

$$Y_e = \frac{M_x}{N} = \frac{309313.81}{43108.7} = 7.17 \text{ m}$$

$$e = |Y_{\text{ccm}} - Y_e| \leq \frac{L_y}{4} \Rightarrow e = |7.97 - 7.17| = 0.8 \text{ m}$$

$$e = 0.8 \text{ m} \leq \frac{14.22}{4} = 3.55 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.7.7 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$$\sigma_{\text{sous radier}} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sous radier}} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} = \frac{55461.06 \times 10^{-2}}{403.48}$$

$$\sigma_{\text{sous radier}} = 1.37 \text{ bar}$$

$$1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{sous radier}} = 1.37 \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.7.8 Vérification de la compression sous G+Q±E :

Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} Y_G \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

$$Nu = 54270.57 \text{ KN}$$

$$M = Nu \times e \Rightarrow M = 54270.57 \times 0.26 = 14110.34 \text{ kN}$$

$$S_{\text{radier}} = 403.48$$

$$I_{xx} = 22752,424 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 4943,5864 \text{ m}^4$$

$$X_{Gr} = 14.25 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = 6.35 \text{ m}$$

Le sens X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{54270.57 \times 10^{-3}}{403.48} + \frac{14110.34 \times 10^{-3}}{22752,424} \times 14.25 \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{54270.57 \times 10^{-3}}{403.48} - \frac{14110.34 \times 10^{-3}}{22752,424} \times 14.25 \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(0.143 + 0.125)}{4} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.143 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \sigma_2 = 0.125 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(0.143) + 0.125}{4} = 0.138 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Le sens Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{54270.57 \times 10^{-3}}{403.48} + \frac{14110.34 \times 10^{-3}}{4943,5864} \times 6.35 \leq 1.5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{54270.57 \times 10^{-3}}{403.48} - \frac{14110.34 \times 10^{-3}}{4943,5864} \times 6.35 \leq 1.5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(0.143 + 0.125)}{4} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.152 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \sigma_2 = 0.116 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(0.152) + 0.116}{4} = 0.143 \text{ bar} \leq 1.5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions.

VI.7.9 Ferrailage du radier :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

VI.7.10.1 Méthode de calcul :

- Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que : $\mu_x ; \mu_y \Rightarrow$ Sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés 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).

D'après le BAEL91/

❖ **Panneau courant** (continu sue ses quatre bords)

- Dans le sens de la petite porté :
 En travée $\Rightarrow M_{tx} = 0.75 M_{0x}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ax} = -0.5 M_{0x}$
- Dans le sens de la grande portée :
 En travée $\Rightarrow M_{ty} = 0.75 M_{0y}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ay} = -0.5 M_{0y}$

❖ **Panneau de rive** (à l'extrémité de la dalle)

- Dans le sens de la petite porté :
 En travée $\Rightarrow M_{tx} = 0.85 M_{0x}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ax} = -0.3 M_{0x}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ax} = -0.5 M_{0x}$

- Dans le sens de la grande portée :
 En travée $\Rightarrow M_{ty} = 0.85 M_{0y}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ay} = -0.3 M_{0y}$
 Sur appuis $\Rightarrow M_{ay} = -0.5 M_{0y}$

Le moment sur l'appui commun à deux panneaux est le plus grand en valeur absolue des moments déterminés pour chacun des deux panneaux.

Ces dispositions forfaitaires sont résumées sur la figure ci-après :

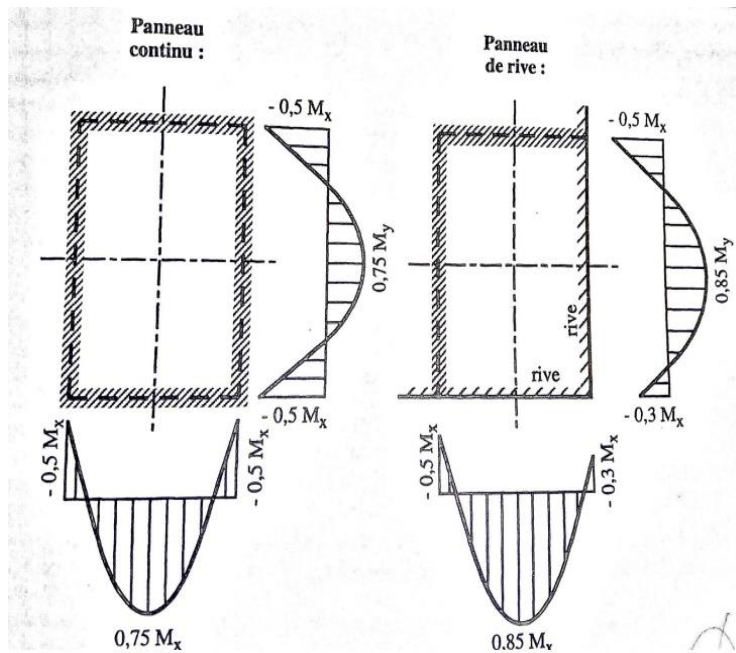


Figure 56: dispositions forfaitaires

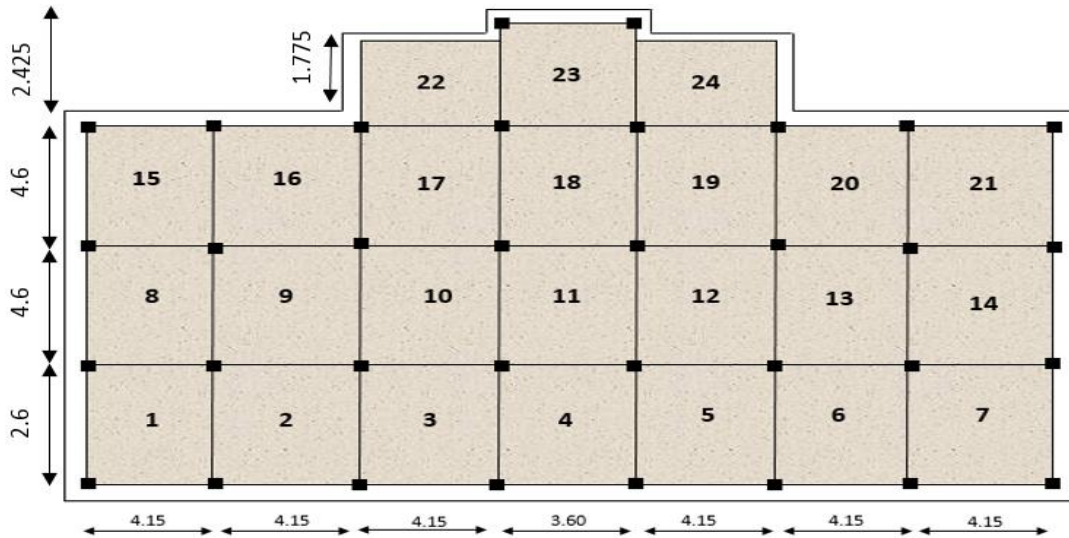


Figure 57: numérotage des panneaux

VI.7.10.2 Évaluation des charges :

❖ **ELU :**

$$N_{u \text{ batiment}} = 54270.57 \text{ kN} \quad , \quad N_{\text{radier}} = 4849.51 \text{ kN} \quad ,$$

$$N_{s \text{ batiment}} = 39578.25 \text{ kN} \quad , \quad S_{\text{radier}} = 403.48 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_{u \text{ batiment}} + 1.35N_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{54270.57 + 1.35(4849.51)}{403.48}$$

$q_u = 150.73 \text{ kN}$

$$q_s = \frac{N_{s \text{ batiment}} + N_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{39578.25 + (4849.51)}{403.48}$$

$q_s = 110.11 \text{ kN}$

⇒ On utilise la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de poisson et de rapport :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$L_x = 365 \text{ cm}$ (Entre nus)

$L_y = 405 \text{ cm}$ (Entre nus)

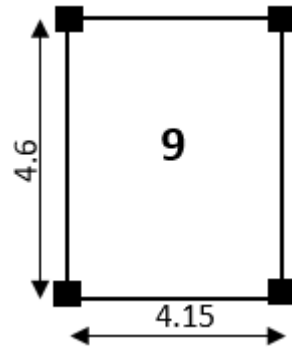


Figure 58: le choix du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{365}{405} = 0.90$$

$$0.4 \leq \rho = 0.90 \leq 1$$

✓ Donc la dalle travaille dans les deux sens

VI.7.10.3 Calcul les sollicitations d'armatures :

ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \rho = 0.90 \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0.0458 \times 150.73 \times (3.65^2)$$

$$\mathbf{M_x = 91.97 \text{ kN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_y = 0.778 \times 91.97$$

$$\mathbf{M_y = 71.55 \text{ kN.m}}$$

ELS :

$$\nu = 0.20 \Rightarrow \rho = 0.90 \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0.0529 \times 110.11 \times (3.65^2)$$

$$\mathbf{M_x = 77.60 \text{ kN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_y = 0.846 \times 77.60$$

$$\mathbf{M_y = 65.64 \text{ kN.m}}$$

Donc :

- En travée = $0.75 M_x, 0.75 M_y$
- En appuis = $0.5 M_x, 0.5 M_y$

	Moment en travée kN.m		Moment sur appuis kN.m	
	Le sens X	Le sens Y	Le sens X	Le sens Y
ELU	68.97	53.66	45.98	35.77
ELS	58.20	49.23	38.80	32.82

Tableau 10: les moments de ferrailage de la dalle du radier

VI.7.10.4 Calcul des armatures :

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

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

$$B_u = 0.8 \alpha$$

$$A_s = B_u \times b \times d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 35 = 0.32 \text{ m}$$

- **ELU :**

→ Le sens X

-En travée :

$$\mu = \frac{68.97 \times 10^{-3}}{1 (0.32)^2 14.16} = 0.047$$

$$\mu = 0.047 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.047 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.047)})$$

$$\alpha = 0.060$$

$$B_u = 0.8(0.060) = 0.048$$

$$A_s = 0.048 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 6.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

-En appuis :

$$\mu = \frac{45.98 \times 10^{-3}}{1 (0.32)^2 14.16} = 0.031$$

$$\mu = 0.031 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.031 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.031)})$$

$$\alpha = 0.039$$

$$B_u = 0.8(0.039) = 0.0312$$

$$A_s = 0.0312 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 4.03 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

→ Le sens Y

-En travée :

$$\mu = \frac{53.66 \times 10^{-3}}{1 (0.32)^2 14.16} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.037 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.037)})$$

$$\alpha = 0.047$$

$$B_u = 0.8(0.047) = 0.037$$

$$A_s = 0.037 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 4.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

-En appuis :

$$\mu = \frac{35.77 \times 10^{-3}}{1 (0.32)^2 14.16} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.024 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.024)})$$

$$\alpha = 0.030$$

$$B_u = 0.8(0.030) = 0.024$$

$$A_s = 0.024 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 3.12 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :

On adopte :

Le sens X :

En travée : $6.24 \text{ cm}^2 > 3.86$

On adopte : $6.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2}$

Sur appuis : $4.03 > 3.86$

On adopte : $4.03 \Rightarrow \mathbf{5 HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$

Le sens Y :

En travée : $4.81 \text{ cm}^2 > 3.86$

On adopte : $4.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$

Sur appuis : $3.12 \text{ cm}^2 < 3.86$

On adopte : $3.86 \Rightarrow \mathbf{5 HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$

Espacement des armatures :

D'après le **BAEL 91**, L'espace minimal des cadres est donné par la formule suivante :

Le sens X :

$$\begin{aligned} \text{En travée :} \quad S_t &\leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t &\leq \min \{3 \times 35 ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t &\leq \min \{105 ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t &\leq 33 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte **$S_t = 20 \text{ cm}$**

$$\text{Sur appuis :} \quad S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

On adopte **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Le sens Y :

$$\text{En travée :} \quad s_t \leq \min (4h ; 44 \text{ cm})$$

On adopte **$S_t = 20 \text{ cm}$**

$$\text{Sur appuis :} \quad s_t \leq \min (4h ; 44 \text{ cm})$$

On adopte **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

-le sens X :

$$T_{uX} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y}$$

$$T_{uX} = \frac{150.73 \times 3.65 \times 4.05}{2 \times 3.65 + 4.05}$$

$$T_{uX} = 196.31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{196.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : Les armatures transversales n'est pas nécessaire.

VI.7.10.5 Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il faut vérifier la contrainte dans l'acier, et dans le béton.

Dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}(400); 110\sqrt{1,16 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

En travée : le sens X :

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30(A_s + A'_s) \times y - 30(d \times A_s + d' \times A''_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$

$$100y^2 + 30(6.79)y - 30(32 \times 6.79) = 0$$

Y = 7.11 cm

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 7.11^3}{3} + 15[6.79 \times (32 - 7.11)^2]$$

$$I = 75078.15 \text{ cm}^4$$

Détermination du coefficient angulaire :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{58.20 \times 10^{-3}}{75078.15 \times 10^{-8}}$$

$$K = 77.51 \text{ Mpa}$$

VI.7.10.6 Vérification des contraintes :

Contrainte maximale de compression de béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0711 \times 77.51$$

$$\sigma_{bc} = 5.51 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} (400); 110 \sqrt{1,16 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 77.51 \times (0,32 - 0,0711)$$

$$\sigma_s = 289.38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa} \dots \text{CNV}$$

		M _{ser}	y(cm)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	Obs
En travée	X	58.20	7.11	75078.15	5.51	CV	289.38	CNV
	Y	49.23	6.56	64259.67	4.97	CV	293.03	CNV
Sur appuis	X	38.80	6.56	64259.67	3.92	CV	230.95	CNV
	Y	32.82	6.56	64259.67	3.31	CV	195.34	CV

Tableau 11: vérification à l'ELS

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

VI.7.11 Redimensionnement :

$$\mu_{ser} = \frac{15 M_{ser}}{b d^2 \overline{\sigma}_s}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 58.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32^2 \times 201,6}$$

$$\mu_{ser} = 0.042$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1)$$

$$\alpha = \frac{y_{ser}}{d} = \frac{7.11}{32} = 0.222$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$A_s = \frac{58.20 \times 10^{-3}}{201,6 \times 0.32 \times \left(1 - \frac{0.222}{3}\right)}$$

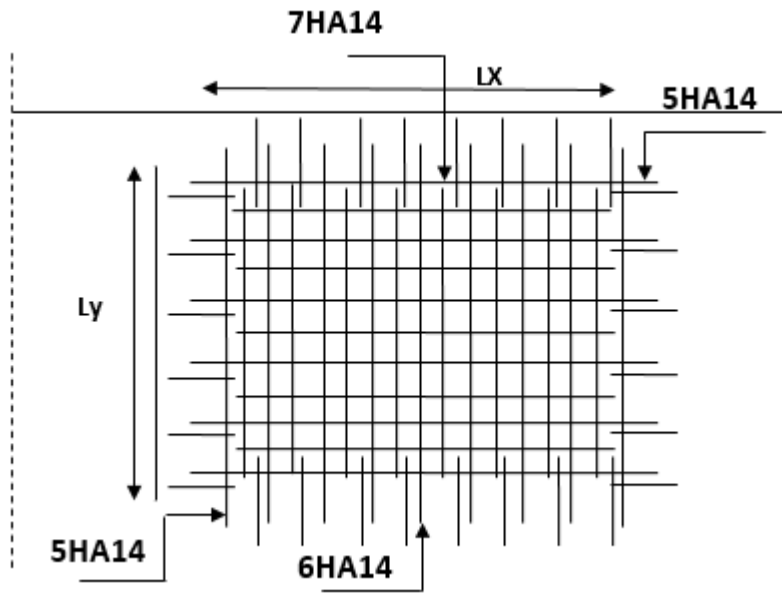
$$A_s = 9.74 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA16=10.05cm²

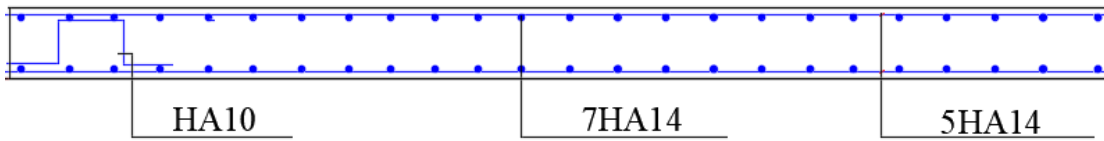
Tableau 12: les armatures à l'ELS

		M _{ser}	y _{ser}	μ _{ser}	α	A _s (cm ²)	A _s adoptee	S _t (cm)
En travée	X	58.20	7.11	0.042	0.222	9.74	7HA14 =10.05	20
	Y	49.23	6.56	0,035	0.205	8.19	6HA14= 9.24	20
Sur appuis	X	38.80	6.56	0,028	0.205	6.45	5HA14= 7.70	20
	Y	32.82	6.56	0.023	0.205	5.46	5HA14 = 5.65	20

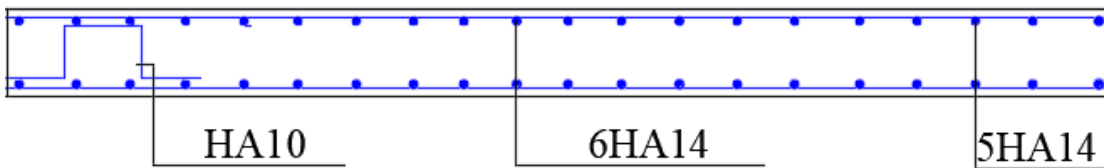
VI.7.12 Schéma de ferrailage :



FERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y



VI.8 Étude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50 cm, le calcul de ferrailage s'effectue sur une bande de largeur de 1m.

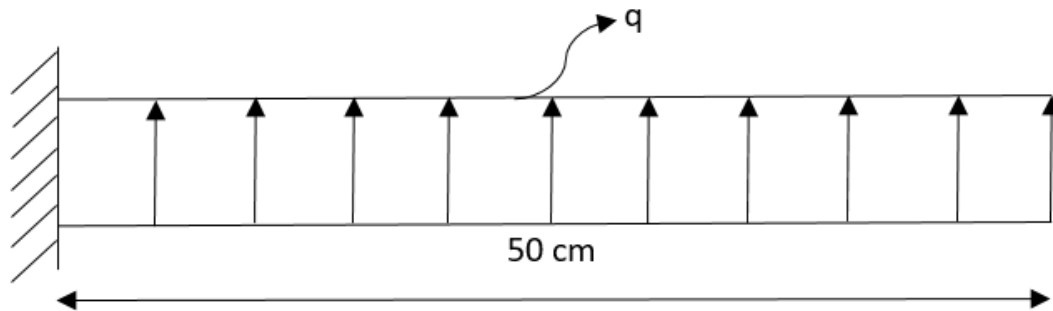


Figure 59: schéma statique de débord

b(cm)	h(cm)	d(cm)	L(cm)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
100	35	32	50	150.73	110.11

Tableau 13: les caractéristiques de débord

VI.8.1 Calcul d'armature :**A ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{150.73 \times 0.5^2}{2}$$

$$M_{\max} = 18.84 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.012 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.012 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.015$$

$$B_u = 0.8(0.015) = 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 1.56 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

A ELS :

$$M_{\max} = \frac{qs \times l^2}{2} = \frac{110.11 \times 0.5^2}{2}$$

$$M_{\max} = 13.76 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.009 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.009 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.011$$

$$B_u = 0.8(0.011) = 0.008$$

$$A_s = 0.008 \times 1 \times 0.32 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 1.07 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :

$$A_s = \max (A_s ; A_s ; A_{\min})$$

$$A_s = \max (1.56 \text{ cm}^2 ; 1.07 \text{ cm}^2 ; 3.86 \text{ cm}^2) = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA14} \Rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.15 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA14 = 4.62 cm²**

Espacement d'armatures :

D'après le **BAEL 91**, L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

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

VI.8.2 Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{150.73 \times 0.5}{2}$$

$$T_u = 37.68 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{37.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32}$$

$$\tau_u = 0.117 \text{ MPA} \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc : Les armatures transversales n'est pas nécessaire

VI.8.3 Schéma de ferrailage :

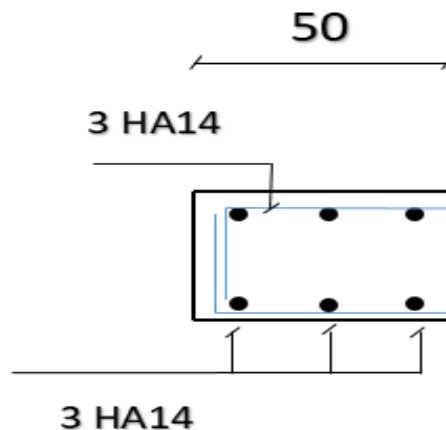


Figure 60: ferrailage de débord

VI.9 Étude du voile de Soutènement :

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

VI.9.1 Pré-dimensionnement :

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm

La hauteur : $h = 2$ m

VI.9.2 Caractéristiques géotechnique du sol :

- c : cohésion $c = 0.18$ bar
- γ_d : Poids spécifique du remblai $\gamma_d = 15.2$ kN/m²
- ϕ : Angle de frottement interne du remblai $\phi = 15^\circ$
- K_a : Coefficient des poussées des terres actives.

Selon Rankine:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{15}{2}\right)$$

$$K_a = \mathbf{0.58}$$

Avec : $\beta = 0$ « Massif horizontal »

$$F = \frac{\gamma_d \times h^2 \times K_a}{2 \times \cos^2(\beta)}$$

$$F = \frac{15.2 \times 2^2 \times 0.58}{2 \times \cos^2(0)}$$

$$\mathbf{F = 17.63 \text{ kN}}$$

VI.9.3 Calcul des sections d'armatures :

Le voile est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis. Les caractéristiques du plus grand panneau sont :

$$L_x = 2 \text{ m} \quad , \quad L_y = 4,15 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm} ; \quad d = e \times 0,9 = 20 \times 0,9 = 18 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{415} = 0.48$$

La dalle porte sur les deux sens

ELS: $v = 0.2$

$$v = 0.20 \Rightarrow \rho = 0.48 \begin{cases} \mu_x = 0.1006 \\ \mu_y = 0.357 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0.1006 \times 17.63 \times (2^2)$$

$$\mathbf{M_x = 7.09 \text{ kN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_y = 0.357 \times 7.09$$

$$\mathbf{M_y = 2.53 \text{ kN.m}}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 \times M$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,5 \times M$$

	Sens X (KN.m)	Sens Y (KN.m)
En travée	$M_x^t = 5.31$	$M_y^t = 1.89$
Sur appuis	$M_x^a = 3.54$	$M_y^a = 1.26$

Tableau 14: les moments à l'ELS

ELU: $v = 0$

$$v = 0 \Rightarrow \rho = 0.48 \begin{cases} \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0.0974 \times 17.63 \times (2^2)$$

$$\mathbf{M_x = 6.86 \text{ kN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_y = 0.25 \times 6.86$$

$$\mathbf{M_y = 1.71 \text{ kN.m}}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 \times M$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,5 \times M$$

	Sens X (KN.m)	Sens Y (KN.m)
En travée	$M_x^t = 5.14$	$M_y^t = 1.28$
Sur appuis	$M_x^a = 3.43$	$M_y^a = 0.85$

Tableau 15: les moments à l'ELU

• **ELU :**

➔ Le sens X

-En travée :

$$\mu = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{1 (0.18)^2 14.16} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.011 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)})$$

$$\alpha = 0.013$$

$$B_u = 0.8(0.013) = 0.0104$$

$$A_s = 0.0104 \times 1 \times 0.18 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 0.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

-En appuis :

$$\mu = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{1 (0.18)^2 14.16} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.007 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.007)})$$

$$\alpha = 0.008$$

$$B_u = 0.8(0.008) = 0.006$$

$$A_s = 0.006 \times 1 \times 0.18 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 0.43 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

→ Le sens Y

-En travée :

$$\mu = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{1 (0.18)^2 14.16} = 0.0027$$

$$\mu = 0.0027 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.0027 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0027)})$$

$$\alpha = 0.0033$$

$$B_u = 0.8(0.0033) = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 1 \times 0.18 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 0.19 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

-En appuis :

$$\mu = \frac{0.85 \times 10^{-3}}{1 (0.18)^2 14.16} = 0.0018$$

$$\mu = 0.0018 \leq \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.0018 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0018)})$$

$$\alpha = 0.0022$$

$$B_u = 0.8(0.0022) = 0.0017$$

$$A_s = 0.0017 \times 1 \times 0.18 \frac{14.16}{348}$$

$$A_s = 0.12 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon RPA99/2003 (A.10.1.2) :

Le sens longitudinal :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100}$$

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

Le Sens transversal :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100}$$

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

VI.9.4 Calcul le ferrailage :

$$A_S = \max \{A_{s \min} ; A_{s \text{ RPA}} ; A_s\}$$

$$A_S = \max \{2.17 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2 ; 0.76 \text{ cm}^2\}$$

$$A_S = 2.17 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA 10 = 3.14 cm²**

Table 9 : 1section de ferrailage

	Sens X (KN.m)	Sens Y (KN.m)
En travée	4 HA 10 = 3.14 cm ²	4 HA 10 = 3.14 cm ²
Sur appuis	4 HA 10 = 3.14 cm ²	4 HA 10 = 3.14 cm ²

L'espacement :

Sens -X :

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

On adopte : **St = 25cm**

Sens-Y :

$$St \leq \min (4h ; 44\text{cm})$$

On adopte : **St=25cm**

VI.9.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} \Rightarrow \frac{17.63 \times 2 \times 4.15}{2 \times 4.15 + 2} = 14.20 \text{ Kn}$$

$$T_y = \frac{qu \times L_y}{3} \Rightarrow \frac{17.63 \times 4.15}{3} = 24.38 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \min\{0.15 f_{c28} \gamma_b ; 4\text{MP a}\} = \min\{2,5\text{MP a} ; 4\text{MP a}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{24.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.135 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.135 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

VI.9.6 Vérification à L'ELS :

-Calcul de la position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30(A_s + A'_s) \times y - 30(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$

$$100y^2 + 30(3.14)y - 30(18 \times 3.14) = 0$$

$$100y^2 + 94.2y - 1695.6 = 0$$

Y = 3.67cm

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.67^3}{3} + 15[3.14 \times (18 - 3.67)^2]$$

$$I = 11319.62 \text{ cm}^4$$

Détermination du coefficient angulaire :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.31 \times 10^{-3}}{11319.62 \times 10^{-8}}$$

$$K = 46.90 \text{ Mpa}$$

VI.9.7 Vérification des contraintes :**Contrainte maximale de compression de béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0367 \times 46.90$$

$$\sigma_{bc} = 1.72 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} (400); 110 \sqrt{1,16 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 46.90 \times (0,18 - 0,0367)$$

$$\sigma_s = 100.81 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa} \dots CV$$

VI.9.8 Vérification de la flèche (CBA93 B.7.5) :

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t ser}}{M_0}$$

Le sens X :

$$\frac{3.14}{100 \times 18} = 0.001 \leq 0.005 \dots \dots CV$$

$$\frac{20}{100} \geq \frac{1}{20} \times \frac{5.31}{7.09}$$

$$0.2 \geq 0.037 \dots \dots CV$$

Le sens y :

$$\frac{3.14}{100 \times 18} = 0.001 \leq 0.005 \dots \dots CV$$

$$\frac{20}{100} \geq \frac{1}{20} \times \frac{1.89}{2.53}$$

$$0.2 \geq 0.037 \dots \dots CV$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.9.10 Schéma de ferrailage :

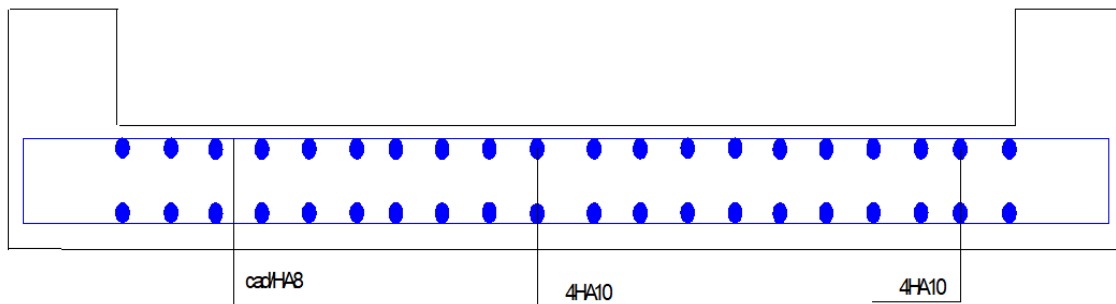


Figure15: ferrailage mur soutènement

VI.10 Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges S'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple

VI.10.1 Sollicitations des nervures :

Rouge : Moment sur appuis (kN.m) ; Vert : Moment travée (kN.m).

Sollicitation A'ELU :

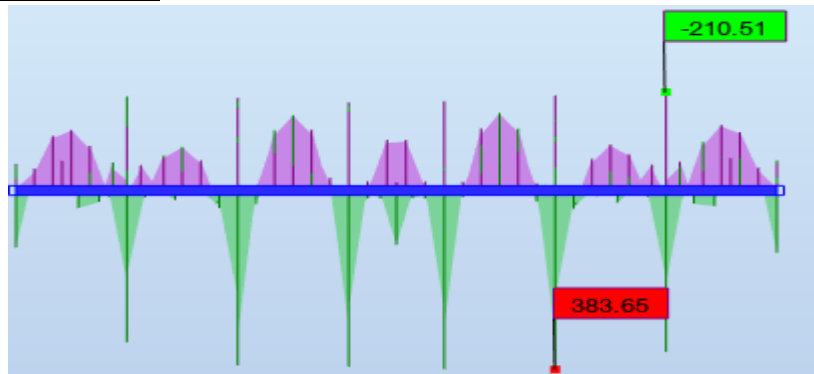


Figure 61: sollicitation des nervures A L'ELU

Sollicitation A'ELS :

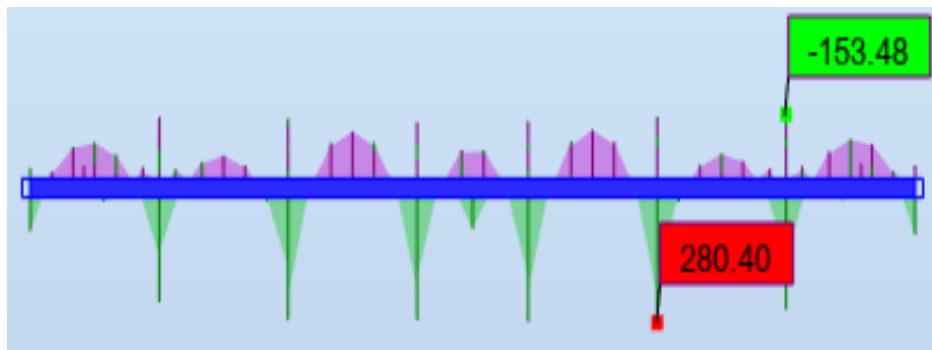


Figure 62: Sollicitation des nervures A L'ELS

Table 10 : Sollicitation des nervures

	$M_{travée}$ kN.m	M_{appuis} kN.m	V_u
ELU	210,51	383,65	521,76
ELS	153,48	280,40	

VI.10.2 Calcul des armatures :

$h=0,80\text{ m} ; b=0,50\text{m} ; d=0,9 \times 0,80=0,72\text{ m}$

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{210,5 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,057$$

$\mu = 0,057 < 0,392 \dots \dots \dots A'_s = 0$

$\mu = 0.057 > 0.186 \dots \dots \dots$ **PivotA**

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.073$

$B_u = 0.8\alpha = 0.8 \times 0.073 = 0.0584$

$A_s = B_u \times d \times b \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.0584 \times 72 \times 50 \times \frac{14.16}{348} = 8,55\text{cm}^2$

Sur appuis :

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{383,65 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.72^2 \times 14.16} = 0.104$

$\mu = 0.104 < 0.392 \dots \dots \dots$ **A's = 0**

$\mu = 0.104 > 0.186 \dots \dots \dots$ **PivotA**

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.137$

$B_u = 0.8\alpha = 0.8 \times 0.109 = 0.109$

$A_s = B_u \times d \times b \times \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.109 \times 72 \times 50 \times \frac{14.16}{348} = 15,96\text{cm}^2$

Table 11 : section de ferrailage du nervure

	Travée	Appuis
$A_s \text{ calcul } \text{cm}^2$	8,50	15,96
choix	6HA14	8HA16
$A_s \text{ adopte}$	9,24	16,08

VI.10.3 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

Sur travée :

$A_{s_{min}} = 0.23 \times 0,50 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} = 4,3 \text{ cm}^2$

$$A_s = 8,50 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 4,3 \text{ cm}^2$$

Sue appuis :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 0,50 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} = 4,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,96 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 4,3 \text{ cm}^2$$

Section minimale des aciers selon le RPA99/2003 :

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.5\% * b * h$$

Sur travée :

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.5\% \times 50 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.5\% \times 50 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

$$A_s = 6\text{HA}14 + 8\text{HA}16 = 25,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 25,32 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :

$$A_s \leq A_{s \text{ max}}$$

Sur travée :**Zone courante :**

$$A_{s \text{ max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80 = 160 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,1 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ max}} = 160 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{s \text{ max}} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 80 = 240 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,1 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ max}} = 240 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :**Zone courante :**

$$A_{s \text{ max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80 = 160 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,1 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ max}} = 160 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{s_{\max}} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 50 \times 80 = 240\text{cm}^2$$

$$A_s = 20,1\text{cm}^2 \leq A_{s_{\max}} = 240\text{cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{800}{35} = 22,8\text{mm}; \frac{500}{10} = 50\text{mm}; \phi_t = 16\text{mm}\right)$$

On prend $\phi_t = 16\text{mm}$

Calcul de l'espacement :

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 10\phi_t; 30\text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{80}{4} = 20\text{cm}; 10 \times 1,6 = 16\text{cm}; 30\right)$$

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

Zone courent :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40$$

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

Longueur de recouvrement

Zone IIa : $L = 40\phi_t$

$$L_{\text{Recouvrement 1}} = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$L_{\text{Recouvrement 2}} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

Section minimale des aciers transversaux :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50$$

$$A_t = 2,25\text{cm}^2$$

En dehors de la zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times 20 \times 50$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3.14 cm²

VI.10.4 Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

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

Fissuration peu-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{521,67 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.72} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

VI.10.5 Vérification à ELS :

VI.10.5.1 Pour le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$

En Travée :

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

y : position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5 \times A_s^2}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15 \times 9,24 \times 10^{-4}}{0,5} \left[\sqrt{1 + \frac{0,5 \times 0,72 \times 9,24 \times 10^{-4}}{7,5 \times 9,24 \times 10^{-4^2}}} - 1 \right] = 17,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \left[\sqrt{A_s(d - y)^2} \right]$$

$$= \frac{50 \times 17,39^3}{3} + 15 \left[\sqrt{9,24(72 - 17,39)^2} \right] = 90139,107 \text{ cm}^4$$

Coefficient k

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{153,48 \times 10^{-3}}{90139,107 \times 10^{-8}} = 170,27$$

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 170,27 \times 17,39 \times 10^{-2} = 29,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 29,60 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CNV}$$

Sur appuis :

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

y : position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5 \times A_s^2}} - 1 \right]$$

$$= \frac{15 \times 16,08 \times 10^{-4}}{0,5} \left[\sqrt{1 + \frac{0,5 \times 0,72 \times 16,08 \times 10^{-4}}{7,5 \times 16,08 \times 10^{-4^2}}} - 1 \right] = 26,35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \left[\sqrt{A_s(d - y)^2} \right]$$

$$= \frac{50 \times 26,35^3}{3} + 15 \left[\sqrt{16,08(72 - 26,35)^2} \right] = 307669,13 \text{ cm}^4$$

Coefficient k

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{280,40 \times 10^{-3}}{307669,13 \times 10^{-8}} = 91,13$$

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 91,13 \times 26,35 \times 10^{-2} = 24,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 24,01 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CNV}$$

VI.10.5.2 Pour l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = 201.64 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_{ser}) = 15 \times 170,27 \times (0,72 - 0,1739) = 1394,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1394,76 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Sur appuis :

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_{ser}) = 15 \times 91,13 \times (0,72 - 0,2635) = 624,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 624,01 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

VI.10.6 Redimensionnement à L'ELS**En travée :**

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 153,48 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,72^2 \times 201,64} = 0,044$$

$$\mu_{\text{ser}} = 0,044$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{\text{ser}}(\alpha - 1)$$

La solution est :

$$\alpha = \frac{y_{\text{ser}}}{d}$$

$$\alpha = \frac{17,39}{72} = 0,24$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{153,48 \times 10^{-3}}{201,64 \times 0,72 \times \left(1 - \frac{0,24}{3}\right)} = 11,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA14=12,32 cm²****Sur appuis :**

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 280,40 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,72^2 \times 201,64} = 0,080$$

$$\mu_{\text{ser}} = 0,080$$

$$\text{On a : } \alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{\text{ser}}(\alpha - 1)$$

La solution est :

$$\alpha = \frac{y_{\text{ser}}}{d}$$

$$\alpha = \frac{26,35}{72} = 0,36$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{280,40 \times 10^{-3}}{201,64 \times 0,72 \times \left(1 - \frac{0,36}{3}\right)} = 21,94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 21,94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA16+4HA14 = 22,24 cm²**

VI.10.7 Schéma de ferrailage :

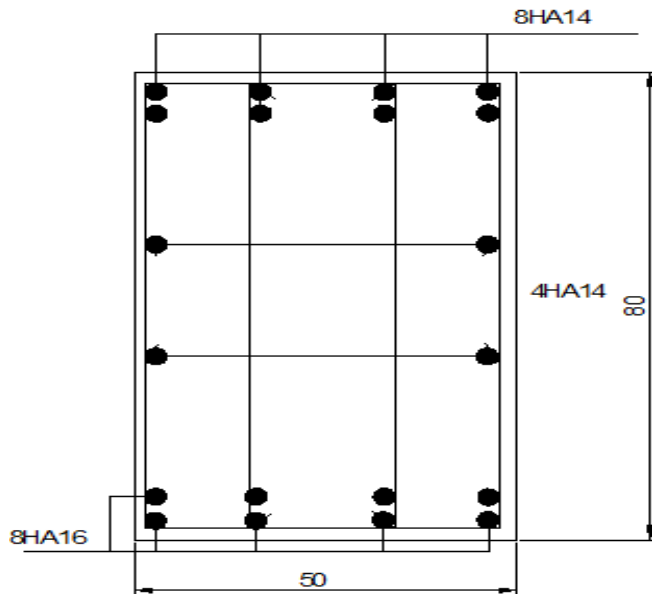


Figure 63: ferrailage des nervures

VI.11.1 Calcul des longrines :

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

VI.11.1 Rôle des longrines :

Elles ont pour rôle de :

- Porter les murs de façades.
- Limiter les dallages.
- Solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

VI.11.2 Dimensionnement

D'après le RPA 2003 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25*30cm ⇒ site de catégorie **S2** et **S3**

30*30cm ⇒ site de catégorie **S4**

On prend : **h = 30cm** , **b = 25cm**

VI.11.3 Sollicitation de calcul :

D'après L'RPA99/V2003 (Art10.1.1), les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

➤ Site 3, zone **IIa** $\Rightarrow \alpha = 12$

Les valeurs des charges verticales sont obtenues d'après les résultats de robot :

$$N_u = 1956,79 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 1533,10 \text{ kN}$$

Calcul les armatures longitudinales :

A ELU :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1956,79}{12} = 160,03 \text{ KN}$$

$$A_{su} = \frac{F_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{160,03 \times 10^{-3}}{348} = 4,59 \text{ cm}^2$$

A ELS:

$$F_s = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1533,10}{12} = 127,75 \text{ KN}$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{F_s}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{127,75 \times 10^{-3}}{201,63} = 6,33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 25 \times 2,1}{400} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal par l'RPA99 :

Le ferrailage minimum doit être :

$$A_{sRPA} = 0.6\% \times b = 0.6\% \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_s \text{ calcul}; A_{sRPA} \}$$

$$A_s = \max \{ 3,93 \text{ cm}^2; 4,5 \text{ cm}^2 \} \Rightarrow \mathbf{A_s = 4,5 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $6HA12=6,79 \text{ cm}^2$

Les Armatures transversal :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{b}{35} ; \frac{a}{10} ; f_{t28} \right\}$$

$$\phi_t = \min \{ 0,7 ; 3 ; 2.1 \}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espaceur d'armatures transversales :

Selon l' **RPA99 /V2003** :

$$S_t \leq \min \{ 20 \text{ cm} ; 15 \phi_1 \}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125$$

On adopte : $4HA8=2,01 \text{ cm}^2$

VI.11.4 Schéma de ferrailage :

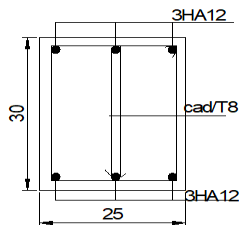


Figure 64: ferrailage des longrines

VI.12 La dalle flottante :

VI.12.1 Introduction :

La terra pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI.12.2 Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

VI.12.3 Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

VI.12.5 Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un apport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus. Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI.12.6 Exécution de dallage :

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour ce projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés (forfaitairement) de $\phi 6$, maille de (20 × 20) cm², ces armatures sont placées à la partie supérieure.

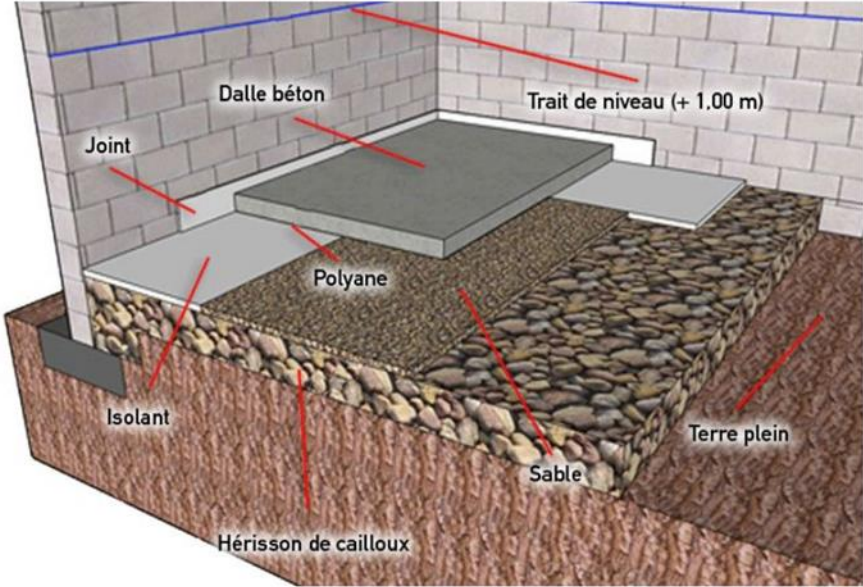


Figure 65:La dalle flottante

Conclusion général

Ce projet de fin d'études consiste l'étude d'un bâtiment R+6+sous-sol contreventé par voiles -portiques, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (Robot 2021).

Ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir :

« BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

La recherche du comportement dynamique lors de l'étude de la réponse sismique nous a conduits à tirer plusieurs conclusions, dont les plus significatives sont :

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds est plus importante de tous à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .

Il est crucial de mettre en évidence l'importance d'assurer une qualité supérieure des matériaux, ce qui entraînera la mise en place de procédures de contrôle appropriées. Il est évident que sans une mise en œuvre de qualité, la construction peut s'effondrer en raison de l'utilisation de matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Trois éléments doivent être pris en compte dans une démarche de conception parasismique dans la construction :

- respect de réglementation parasismique.
- Contrôle des matériaux et mise en œuvre soignée de la construction.
- Une bonne conception.

Bibliographie

Les règlements :

- **RPA99/V2003** : Règlement Parasismique Algérienne.
- **DTR B. 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 mémoires de fin d'étude :

- étude d'un bâtiment r+5+2 sous-sol université du 20 aout 1955 de Skikda, promotion 2023.
- étude d'un bâtiment r+6 à usage multiples contreventé université du 20 aout 1955 de Skikda, promotion 2023.
- Etude d'un bâtiment en béton armé (r+11+duplex +entre sol) d'habitation université A.MIRA Bejaia. , promotion 2016.
- Bâtiment R+5 à usage d'habitation (étude dynamique par spectre de réponse et accélérogrammes artificiels.
- Etude bâtiment R+5+sous-sol promotion 2019
- Étude d'une Bâtiment (R+5+S.SOL). Oum El Bouaghi.
- Etude d'un bâtiment R+5 + Sous-Sol ‡ usage d'habitation et commerciale avec logiciel ETABS 9.7. e Tizi-Ouzou.
- Etude d'un bâtiment R+5+Sous-sol. Guelma.

Cour :

- Cours de béton armé, 3ième année Génie Civil.
- Dynamique des structures.
- Cours structure en béton armé.
- Résistance des matériaux.
- Pratique BAEL

Outils informatique :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.
- Autodesk AUTO CAD 2018.
- Word 2016.
- Excel 2016.

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	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	0.3853
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	0.4456
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	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
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	0.7655
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	0.8646
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

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec } L_x \leq L_y$$

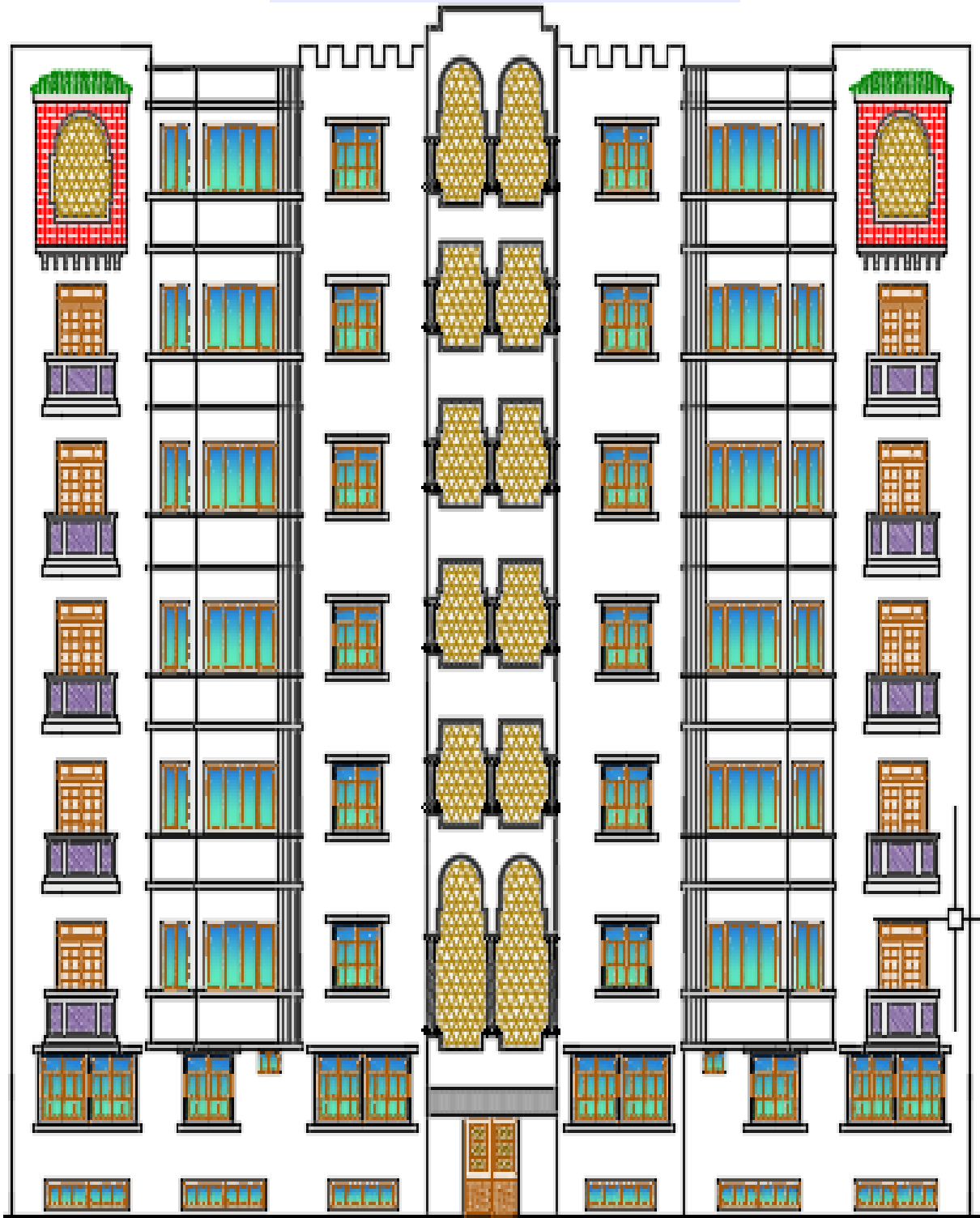
$$\rho = 0.9$$

	u/L_x v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

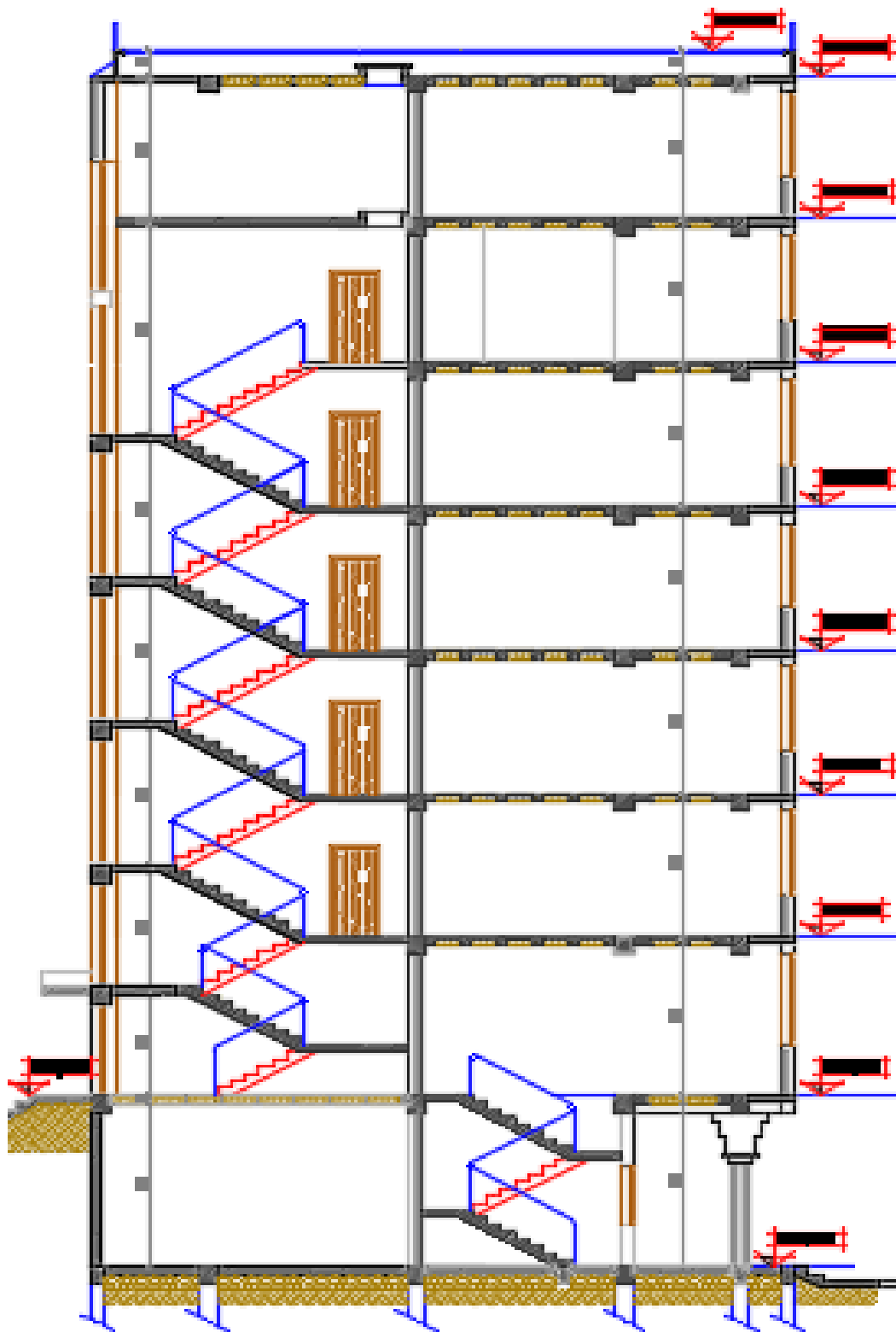
Tableau des Armatures(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

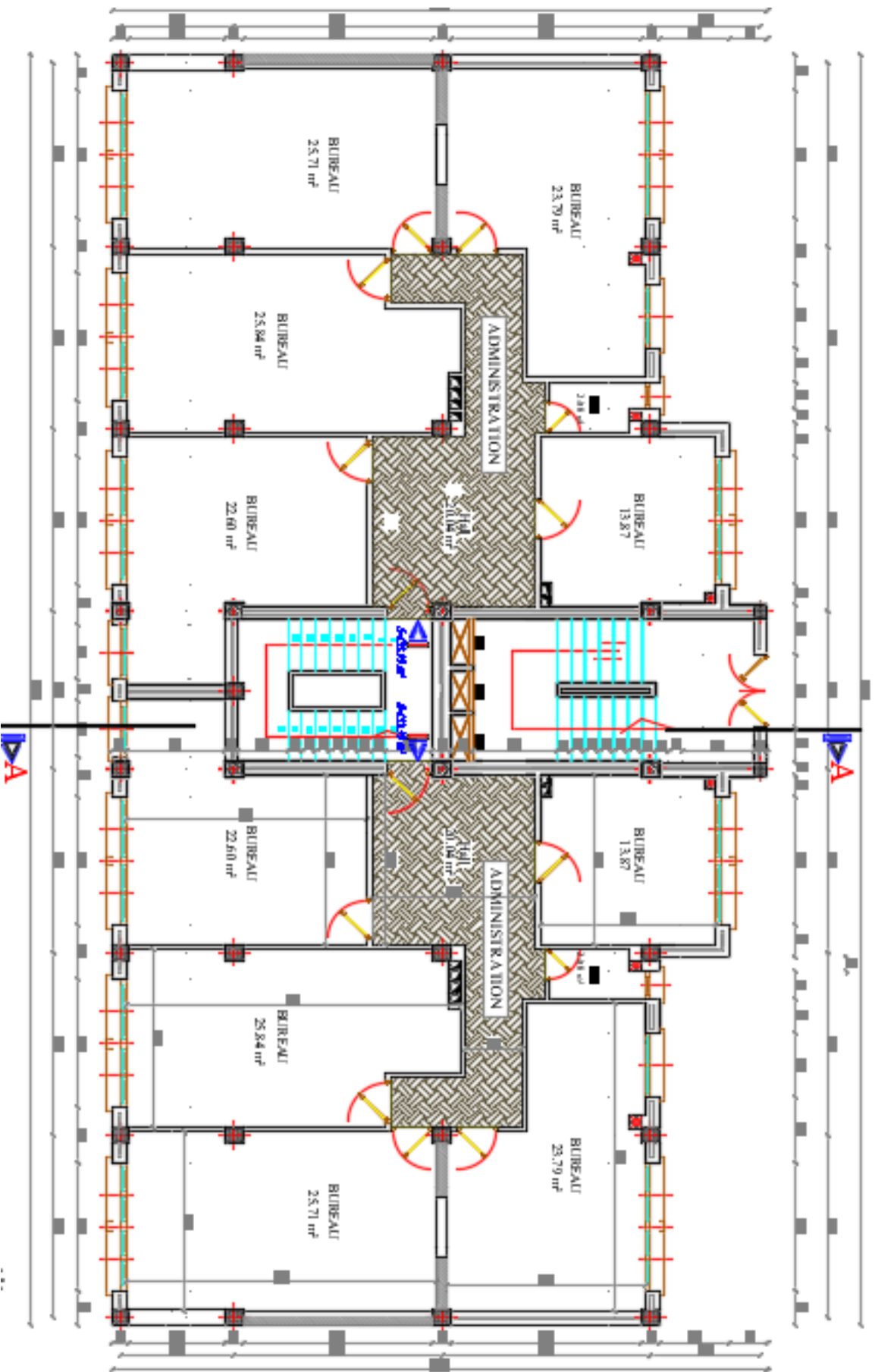
FACADE PRINCIPALE ... ECH 1/50



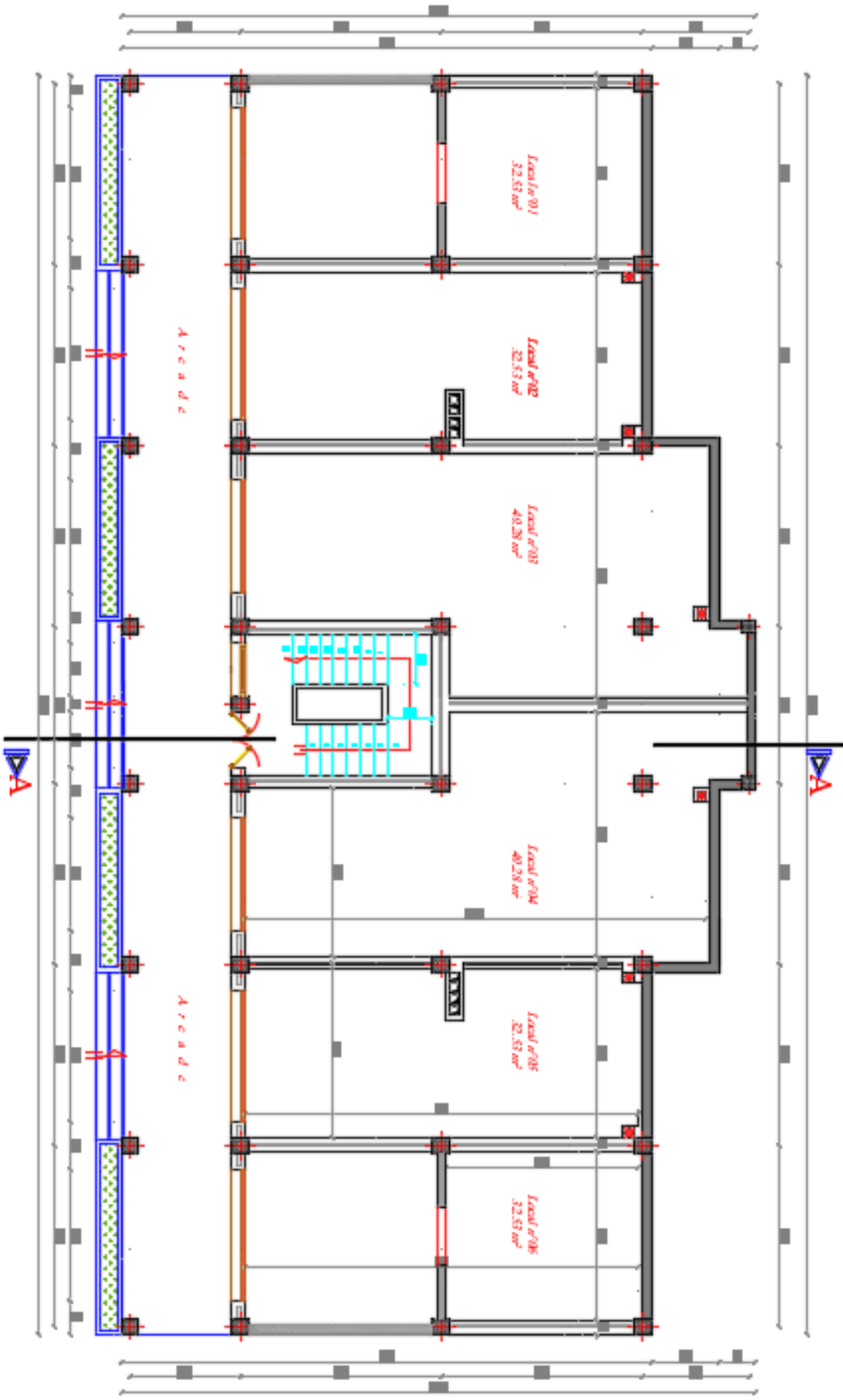
COUPE A-A ... RCH 1/50



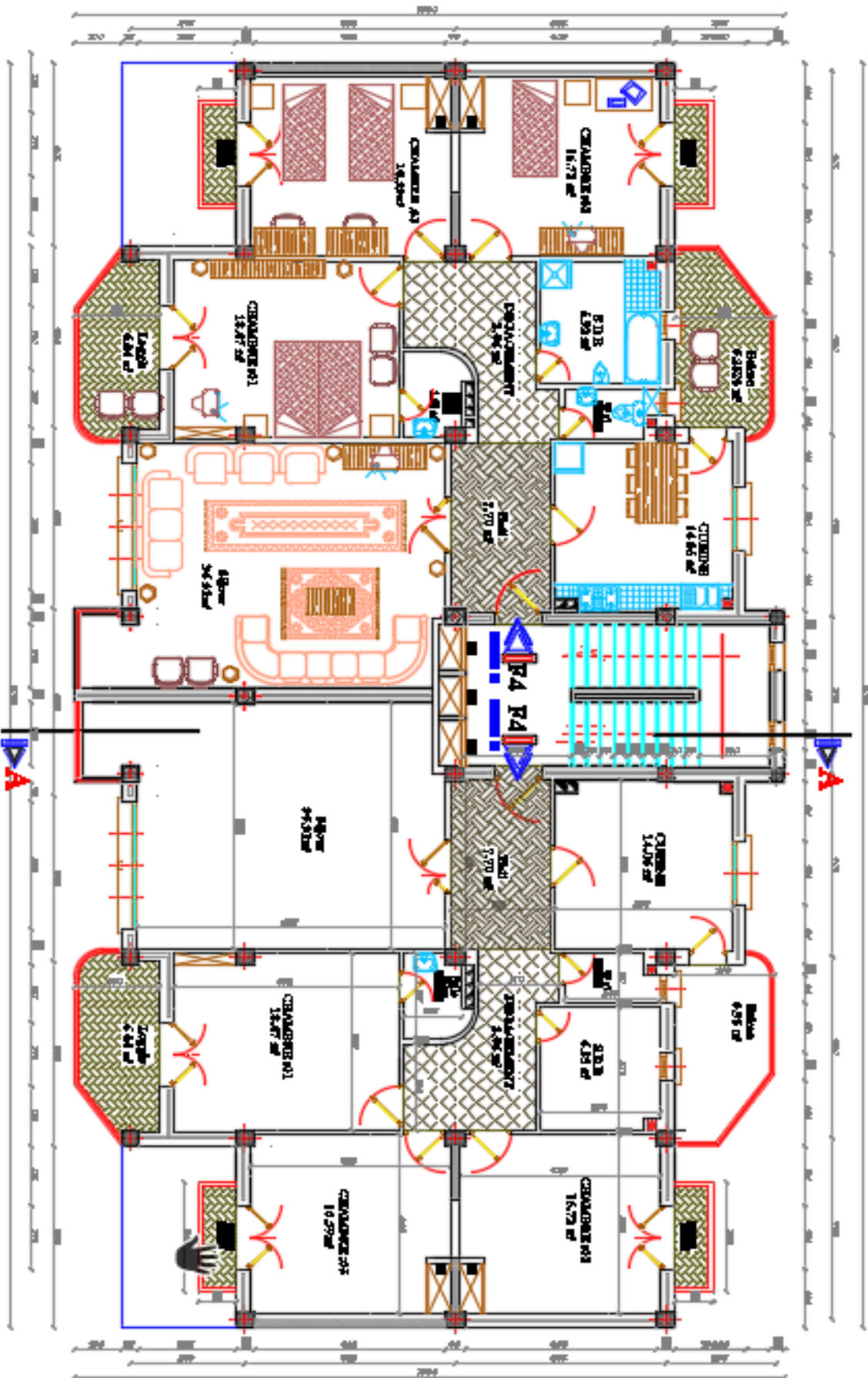
PLAN RDC ... ECH 1/50



PLAN SOUS-SOL ... ECH 1/50



PLAN ETAGE COURANT 1-2-3-4- ... ECH 1/50



PLAN DE TOITURE ... ECH 1/50

