



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

Thème

REALISATION D'UNE MOSQUEE DE 06 BLOCS

Présenté par :

- - ASLI Narimen
- - BEN ZEKHROUFA Ikram

Soutenu le 23 / 08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Dr. MALIKI Mustapha

Examinatrice : Pr. LAREDJ Nadia

Encadrant : Mr. MEHALA Tewfik.

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciement

Nous remercions avant tout **ALLAH** de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. **Mehala Tewfik** , qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciement à **Mr.Soultani** et **Mr.Asli Mohamed** .

En fin, Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation surtout **Mr.Bensoula** et **Mr.Moussaoui** , et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement surtout **Mohamed Elamine Ben Amara** .

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

*À mes deux frères **Aboubakr** et **Ayoub** : je vous souhaite beaucoup de bonheur.*

À toute ma grande famille .

À ma grand-mère Allah yarhamha .

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments, spécialement mon meilleur ami kaki Chaib, Narimen, Imene, Nouna, Fatima, Mounira, Samia, Sheryfa, Houda, Nihed, Rima, Mira, Marwa, Madjid, Hamidou, Bakhti, Abdelkader Belabbes, Nadir, Ahmed Salaa, Hichem et Abdelhak , et à tous mes collègues.

Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

Benzekhroufa Ikram

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

*À mes deux frères **oussama** et **nour el houda** : je vous souhaite beaucoup de bonheur.*

À toute ma grande famille .

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments, spécialement, a ma binome ikram , mounira, Nouna, , Sheryfa, Madjid ,Hamidou, Bakhti, et à tous mes collègues.

Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

Asli narimen

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمسجد مكون من ستة أبنية يقع في ولاية وهران. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء.

-الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر البناء ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً خفض الأحمال

-الجزء الثاني خصص للعناصر الثانوية (سلم مع عوارض وأواح صلبة وأكروتير)

- بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث من قبل ETABS

لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية)

-يشمل الجزء الأخير تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس ، الأعمدة ، الحزم) -

هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 ، المعدلة 99 واللوائح الجزائرية المقاومة للزلازل

.RPA 99/2003

الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة ، BAEL91 ، RPA 99/2003 ، Socotec ، ETABS.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une mosquée 6 blocs, implanté dans la wilaya d'Oran. 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, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

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

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

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, Socotec, RPA 99/2003,BAEL91.

Abstract

This project presents a detailed study of a 6-block mosque, located in the wilaya of Oran. 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, then the pre-dimensioning of the structure and finally the lowering of the loads.

- The second part was devoted to the secondary elements (the staircase with beams, solid slabs and the acrotere).

- The dynamic study of the structure was started in the third part by ETABS in order to determine the different stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).

-The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams).

This, taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and the Algerian earthquake-resistant regulations RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Table des matières

Introduction générale
1 Chapitre 1 :Généralité	2
1.1 INTRODUCTION.....	2
1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.2.1 Caractéristique géométrique	2
1.2.2 description de l'ossature.....	5
1.3 caractéristique géotechnique du sol.....	6
1.4 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :	6
1.5 Les sollicitations :	6
1.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	7
1.6.1 Béton :	7
1.6.2 Acier :	8
2 Chapitre 2 :Prédimensionnement	12
2.1 INTRODUCTION :	13
2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	13
2.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES:	15
2.4 PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES PLEINES:	23
2.5 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES:	24
2.6 DESCENTE DE CHARGES:	25
2.6.1 Plancher inaccessible	25
2.6.2 Plancher Etage courant :	26
2.6.3 Dalle pleine :	27
2.6.4 Maçonnerie :	29
2.7 Prédimensionnement Poteaux :	30
2.7.1 Méthode de calcul :	30
3 Chapitre 3 :Etude de planchers	47
3.1 Introduction.....	47
3.2 Plancher à corps creux :	47
3.2.1 Les poutrelles.....	47
3.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles.....	47
3.2.3 Vérification des conditions et méthode de calculs :	51
3.2.4 Vérification de l'effort tranchant :	87
3.2.5 Ferrailage transversale	87
3.2.6 Choix D'armature :	89
3.2.7 Vérification de l'effort tranchant :	91
3.2.8 Ferrailage transversale :	92
3.2.9 Choix D'armature :	93
3.2.10 Vérification de l'effort tranchant :	96
3.2.11 Ferrailage transversale :	97
3.2.12 Choix D'armature :	100
3.2.13 Vérification de l'effort tranchant :	100
3.2.14 Ferrailage transversale :	101
3.2.15 Choix D'armature :	104
3.2.16 Vérification de l'effort tranchant :	104
3.2.17 Ferrailage transversale :	106
3.2.18 Choix D'armature :	106
3.3 calcul des dalles pleines.....	106
3.3.1 Définition.....	106
3.3.2 Méthode de calcul	107
4 Chapitre 4 :Etude des éléments secondaires	125
4.1 Introduction.....	125
4.2 Etude de l'acrotère :	125

4.2.1	Calcul du ferrailage.....	125
4.2.2	Effort normal et moment fléchissant :	125
4.2.3	Détermination de la section des armatures	126
4.2.4	Vérification de l'existence des armatures comprimées	126
4.2.5	Vérification des contraintes:	127
4.2.6	CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION :	128
4.2.7	vérification au cisaillement:	128
4.3	Les escaliers.....	129
4.3.1	Définitions:	129
4.3.2	Choix des dimensions :	130
4.3.3	Vérification de pré dimensionnement.....	130
	5 Chapitre 5 :Etude sismique	149
5.1	Introduction :	149
5.2	Niveau d'application de l'action sismique	152
5.3	Modélisation :	152
5.4	Présentation du logiciel « ETABS » :	153
5.4.1	Etapas de la modélisation :	153
5.5	Critères de classification par le RPA 99/V2003 :	154
5.5.1	Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]	154
5.5.2	Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]	155
5.5.3	Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]	155
5.6	Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]	155
5.6.1	Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]	155
5.6.2	VI.6.2- Méthode statique équivalente :	156
5.6.3	La méthode modale spectrale :	156
5.7	Méthode dynamique modale spectrale :	156
5.7.1	Spectre de réponse de calcul :	158
5.8	Bibliothèque :	159
5.8.1	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	161
5.8.2	Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :	162
5.8.3	Périodes et facteurs de participation modale :	163
5.8.4	Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]	164
5.8.5	Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]	164
5.8.6	Vérification de l'effet $P-\Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]	164
5.8.7	Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]	165
5.9	Salle de prière femme :	165
5.9.1	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :.....	168
5.9.2	Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :	169
5.9.3	Périodes et facteurs de participation modale :	170
5.9.4	Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]	171
5.9.5	Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]	172
5.9.6	Vérification de l'effet $P-\Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]	172
5.9.7	Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]	173
5.10	Logement.....	173
5.10.1	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	174
5.10.2	Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :	176
5.10.3	Périodes et facteurs de participation modale :	177
5.10.4	Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]	178
5.10.5	Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]	179
5.10.6	Vérification de l'effet $P-\Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]	179

5.10.7	Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]	180
5.11	MINARET.....	182
5.11.1	Caractéristiques géométriques et massique de la structure :.....	183
5.11.2	Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :	184
5.11.3	Périodes et facteurs de participation modale :	186
5.11.4	Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]	187
5.11.5	Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]	188
5.11.6	Vérification de l'effet $P-\Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]	189
5.12	Conclusion:	189
	6 Chapitre6 :etude portique	190
6.1	Etude des poutres:	191
6.1.1	RECOMMANDATION :	192
6.2	sollicitation et ferrailage des poutres.....	193
6.3	Etude des poteaux:	194
6.3.1	Recommandations.....	195
6.3.2	Sollicitation de calcul:	196
6.4	Calcul du ferrailage :	197
6.5	Coupole :	200
6.5.1	HYPOTHESE DE CALCUL :	206
6.5.2	Methode de calcul des coques de revolution	210
6.6	CALCUL du ferrailage :	215
	7 Chapitre 7 : Etude des voiles	220
7.1	Introduction :	220
7.2	Ferrailage des voiles de contreventement :	220
7.2.1	Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :	222
7.2.2	Les Armatures horizontales :	223
7.3	Exemple de calcul	224
7.3.1	Bibliothèque :	224
	Résultats :	227
	8 Chapitre 8 :Etude de la minaret	230
8.1	1 Introduction :	230
8.2	2. étude du vent :	230
8.2.1	Introduction :	230
8.2.2	Principes du RNV99 :	230
8.2.3	Calculs :	231
	9 Chapitre 9 :Etude de l'infrastructure	236
9.1	Introduction	236
9.2	Classification des fondations :	236
9.3	Combinaisons d'actions.....	236
9.4	Calcul des semelles :	237
9.4.1	Dimensionnement	237
9.4.2	Semelle filante (bibliothèque) :	237
9.4.3	Semelle continue (salle prière femme)	239
9.4.4	Semelle filante (logement)	240
9.4.5	Semelle filante (J1)	241
9.4.6	Semelle filante (J2)	243
9.4.7	Etude du radier (minaret) :	245
9.4.7.3	Vérification de la contrainte du sol sous le radier :	246
9.4.7.4	Vérification de la stabilité du radier.....	246

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Vue en plan logement.....	03
Figure I.2 : Vue en plan bibliothèque.....	03
Figure I.3 : Vue en plan salle de prière homme (deux joints).....	04
Figure I.4 : Vue en plan salle de prière pour femmes.....	05
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	08
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	08
Figure I.7 : diagramme contraintes déformations.....	10

Chapitre II :

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	13
Figure II.2 : Section transversal d'une poutre principale.....	16
Figure II.3 : Section transversal d'une poutre secondaire.....	16
Figure II.4 : Section transversal d'une poutre principale.....	17
Figure II.5 : Section transversal d'une poutre secondaire.....	17
Figure II.6 : Section transversal d'une poutre diagonale.....	18
Figure II.7 : Section transversal d'une poutre principale.....	18
Figure II.8 : Section transversal d'une poutre secondaire.....	19
Figure II.9 : Section transversal d'une poutre principale.....	19
Figure II.10 : Section transversal d'une poutre secondaire.....	20
Figure II.11 : Section transversal d'une poutre diagonale.....	20
Figure II.12 : Section transversal de console.....	20
Figure II.13 : Section transversal d'une poutre principale.....	21
Figure II.14 : Section transversal d'une poutre secondaire.....	21
Figure II.15 : Section transversal d'une poutre diagonale.....	22
Figure II.16 : Section transversal d'une poutre principale.....	22
Figure II.3 : dimensions d'un panneau de dalle.....	23
Figure II.6 : Coupe d'un voile en élévation.....	25
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant.....	26

Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher à dalle pleine.....	27
Fig. II.7: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	32
Fig. II.8: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	34
Fig. II.9: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	37
Fig. II.1: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	39
Figure II.11: Schéma représentatif d'un étage courant.....	44
Chapitre III :	
Figure 3. 1: Plancher d'étage a corps creux	47
Figure 3. 2 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	55
Figure 3. 3 : Diagramme des efforts tranchants.....	55
Figure 3. 4 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	56
Figure 3. 5 : Diagramme des efforts tranchants.....	56
Figure 3. 6 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	58
Figure 3. 7 : Diagramme des efforts tranchants.....	58
Figure 3. 8 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	59
Figure 3. 9 : Diagramme des efforts tranchants.....	60
Figure 3. 10 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	61
Figure 3. 11 : Diagramme des efforts tranchants.....	61
Figure 3. 12 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	62
Figure 3. 13 : Diagramme des efforts tranchants.....	62
Figure 3. 14 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	64
Figure 3. 15 : Diagramme des efforts tranchants.....	64
Figure 3. 16 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	65
Figure 3. 17 : Diagramme des efforts tranchants.....	65
Figure 3. 18 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	66
Figure 3. 19 : Diagramme des efforts tranchants.....	67
Figure 3. 20 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	68
Figure 3. 21 : Diagramme des efforts tranchants.....	68
Figure 3. 22 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	70
Figure 3. 23 : Diagramme des efforts tranchants.....	70

Figure 3. 24 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	71
Figure 3. 25 : Diagramme des efforts tranchants.....	71
Figure 3. 26 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	72
Figure 3. 27 : Diagramme des efforts tranchants.....	73
Figure 3. 28 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	74
Figure 3. 29 : Diagramme des efforts tranchants.....	74
Figure 3. 30 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	75
Figure 3. 31 : Diagramme des efforts tranchants.....	75
Figure 3. 32 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	77
Figure 3. 33 : Diagramme des efforts tranchants.....	77
Figure 3. 34 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	78
Figure 3. 35 : Diagramme des efforts tranchants.....	78
Figure 3. 36 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	79
Figure 3. 37 : Diagramme des efforts tranchants.....	80
Figure 3. 38 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	81
Figure 3. 39 : Diagramme des efforts tranchants.....	81
Figure 3. 40 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS.....	83
Figure 3. 41 : Diagramme des efforts tranchants.....	83
Figure 3. 42 : Dessin de ferrailage.....	85
Figure 3. 43 : Dessin de ferrailage.....	89
Figure 3. 44 : Dessin de ferrailage.....	93
Figure 3. 45 : Dessin de ferrailage.....	98
Figure 3. 46 : Dessin de ferrailage.....	106
Chapitre IV :	
Figure IV.1 : section du calcul.....	126
Figure IV-2 : Dessin ferrailage de l'acrotère.....	129
Figure IV.3 : Les charges appliquées sur volée et palier.....	132
Figure IV.4 : uniformité des charges a ELU.....	133
Figure IV.5 : uniformité des charges a ELU.....	133
Figure IV.6 : sollicitation des charges a ELU.....	134

Figure IV.7 :solllicitation des charges a ELS.....	134
Figure IV.8 :section de calcul.....	135
Figure IV.9 : ferrailage a ELU.....	137
Figure IV.10 :Schéma statique de la marche porteuse.....	139
Figure IV.11 :Coupe transversale sur la marche porteuse.....	142
Figure IV-12 :Dessin ferrailage De l'escalier.....	142
Figure IV.13 : Section de calcul.....	145
Figure 4.14 : Dessin ferrailage de minaret.....	148
Chapitre 07 :	
Figure.7. 1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.....	222
Figure.7.2 : les sections de calcul.....	222
Fig.7.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	223
Fig.VII.4 : Section du calcul de voile suivant l'axe xx.....	224
Fig.VII.5 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	225
Chapitre 09 :	
Figure 9.1 dessin de ferrailage.....	238
Figure 9.2 dessin de ferrailage.....	240
Figure 9.3 dessin de ferrailage.....	241
Figure 9.4 dessin de ferrailage.....	243
Figure 9.5 dessin de ferrailage.....	244
Figure 9.6 dessin de ferrailage (minaret)	248

Liste des tableaux

Chapitre 01 :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	10
---	----

Chapitre 02 :

Tableau 2.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible	26
Tableau 2.2 : Charges du plancher terrasse inaccessible	26
Tableau 2.3: charges du plancher étage courant	27
Tableau 2.4: charges du plancher étage courant	27
Tableau 2.5: charges du plancher dalle pleine	28
Tableau 2.6: tableau récapitulatif des charges	29
Tableau 2.7: charges du mur extérieur	29
Tableau 2.8: charges du mur intérieur	29
Tableau 2.9: tableau récapitulatif des charges	29

Chapitre 03 :

Tableau 3 .1: tableau récapitulatif des charges	49
Tableau 3.2: données de la travée	53
Tableau 3.3 : calcul des moments fléchissant a L'E.L.U et L'E.LS	54
Tableau 3.4 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	55
Tableau 3. 5: données de la travée	56
Tableau 3. 6 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	57
Tableau 3. 7: données de la travée	57
Tableau 3. 8 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	58
Tableau 3. 9: données de la travée	59
Tableau 3. 10 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	60
Tableau 3. 11: données de la travée	60
Tableau 3. 12 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	61
Tableau 3. 13: données de la travée	61
Tableau 3. 14 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	63
Tableau 3. 15: données de la travée	63
Tableau 3. 16 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	64

Tableau 3. 17: données de la travée	65
Tableau 3. 18 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	66
Tableau 3. 19: données de la travée	66
Tableau 3. 20 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	67
Tableau 3. 21: données de la travée	67
Tableau 3. 22 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	68
Tableau 3. 23: données de la travée	69
Tableau 3. 24 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	70
Tableau 3. 25: données de la travée	70
Tableau 3. 26 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	72
Tableau 3. 27: données de la travée	72
Tableau 3. 28 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	73
Tableau 3. 29: données de la travée	73
Tableau 3. 30 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	74
Tableau 3. 31: données de la travée	75
Tableau 3. 32 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	76
Tableau 3. 33: données de la travée	76
Tableau 3. 34 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	77
Tableau 3. 35: données de la travée	78
Tableau 3. 36 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	79
Tableau 3. 37: données de la travée	79
Tableau 3. 38 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	80
Tableau 3. 39: données de la travée	80
Tableau 3. 40 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	82
Tableau 3. 41: données de la travée	82
Tableau 3. 42 : tableau des efforts tranchants a L'ELU	83
Chapitre 05 :	
Tableau 5.1: Pénalités du facteur de qualité P_q	157
Tableau 5.4 : Vérification des déformations	162
Tableau 5.5: Vérification de l'effet($-\Delta$) sens xx	163

Tableau 5.6: Vérification de l'effet($-\Delta$) sens yy	163
Chapitre 07 :	
Tableau. 7.1 : Les sollicitations de calcul du voile	224
Tableau 7.2 : les données de la bibliothèque	226
Tableau 7.3 : ferrailages des voiles	227
Chapitre 08 :	
Tableau 8 .1 : Valeurs de la pression dynamique de référence	230
Tableau 8. 2 : Définition des catégories de terrain	232
Tableau VIII 3 : Coefficient de rugosité	232
Tableau VIII 4 : Coefficient d'exposition au vent	232
Tableau VIII 5 : La pression dynamique	233
Tableau 8.6 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	234

Notations

A' : Aire d'une section d'acier comprimée.

A : Aire d'une section d'acier tendue.

A_t : Aire d'une section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton comprimée.

B_o : Aire d'une section homogène.

E_i : Module de déformation instantané du béton.

E_v : Module de déformation différé du béton.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

M_u : Moment ultime.

M_{ser} : Moment de service.

T_u : Effort tranchant ultime.

a, b : Dimensions transversales d'un poteau.

b, h : Dimensions transversales d'une poutre.

h_o : Hauteur de la table de compression

d : Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.

f_{c28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier – béton.

L_x : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.

L_y : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.

B_r : Section réduite du poteau.

M : Moment résistant de la table (section en T_e).

M_o : Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_a : Moment fléchissant maximal en appui.

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

I_o : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f : Moment d'inertie fictif
F : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G : Charge permanente
P : Surcharge d'exploitation
E Charge sismique
q_u : Chargement ultime
q_{ser} : Chargement de service
Δf_t : Flèche totale
L : Portée de la travée
δ_t : Espacement des armatures transversales
α : Coefficient sans dimension rapport y/d
γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ : Elancement mécanique d'une pièce.
μ : Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ : Rapport entre deux dimensions
σ_b : Contrainte de compression du béton
σ_s : Contrainte de traction de l'acier
τ_u : Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν : Coefficient de poisson

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions Civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation d'ouvrages, de construction et d'infrastructures urbaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'Algérie est soumise { de grandes intensités et risques sismiques. Les récents Tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières Décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER { travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

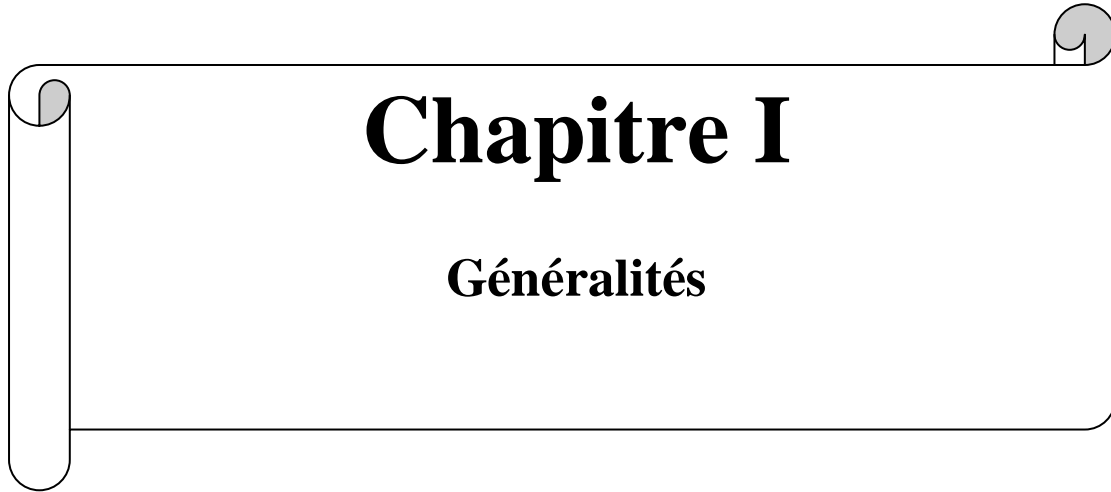
L'ouvrage en question est une mosquée de six blocs en béton armé .

Notre travail se constitue de neuf chapitres essentiels :

- introduction et hypothèse de calculs
- Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure;
- Etude de plancher ;
- Etude des éléments secondaires ;
- Etude dynamique ;
- Etude des portiques ;
- Etude des voiles ;
- Etude du minaret ;
- Etude de l'infrastructure.

L'étude de cette mosquée se fait tout en respectant les réglementations et Recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail



1 INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

La conception et le calcul des ouvrages seront conformes aux prescriptions réglementaires Algériennes en vigueur, à savoir le **DTR : B.C.2-48 (règlement parasismique Algérien R.P.A. 99/ version 2003)** et le **DTR : B.C.2-41 (règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93)**.

1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

- Le présent projet consiste à étudier une mosquée composé de plusieurs blocs a savoir :
 - Bloc logement en RDC
 - Bloc bibliothèque en RDC+ un étage.
 - Bloc salle de prière pour homme compose de deux joints en RDC+ un étage.
 - Bloc salle de prière pour femme en RDC+ un étage.
 - Bloc minaret de 23.80 m de hauteur.
 -
- Le projet est implanté à **BETIOUA**, commune de AIN BIYA, wilaya d'ORAN, ou la zone d'implantation est considérée à sismicité moyenne (zone **II.a**) selon la classification sismique donnée par le règlement parasismique Algérien RPA 99/ version 2003 (art 3.1).
- Le projet peut être classé dans le **groupe 1b** selon son importance.
- La structure porteuse est constituée par des **portiques** en béton armé (poteaux – poutres).
- La stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales, notamment les charges sismiques, est assurée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé (RPA art 3.4).
-

1.1.1 caractéristiques géométriques :

- **Bloc logement en RDC**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- Hauteur du RDC..... 3.06 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)10.00 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)9.10 m.

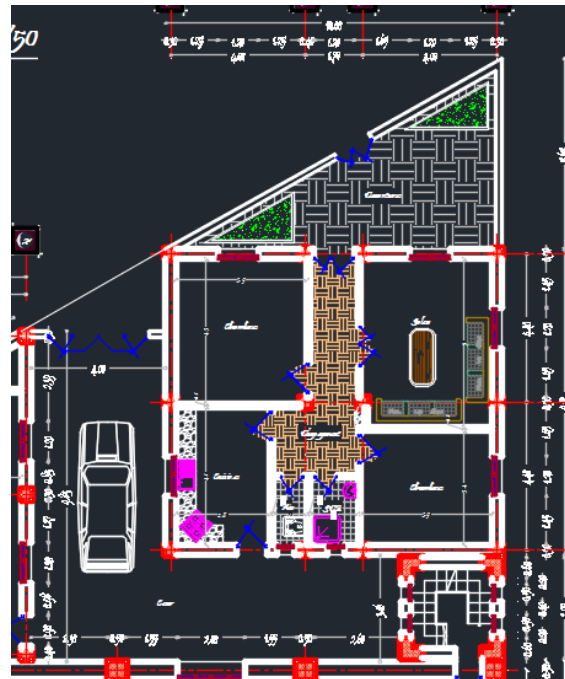


Figure I.1 : Vue en plan logement

- **Bloc bibliothèque en RDC+ un étage.**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- Hauteur des étages courants 3.40 m.
- Hauteur du RDC..... 3.40 m.
- Hauteur totale du bâtiment 6.80 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)17.30 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)9.76 m.

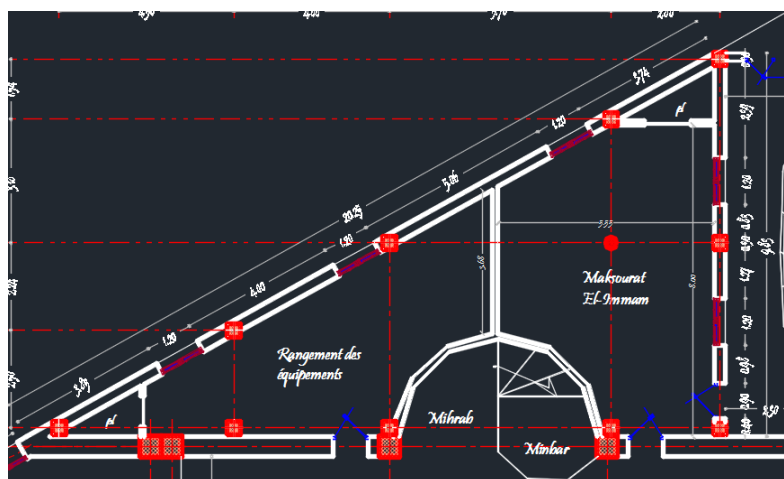


Figure I.2 : Vue en plan bibliothèque

- **Bloc salle de prière pour homme :**
- **Premier joints en RDC+ un étage.**
- Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :
- -Hauteur des étages courants03.40 m.
- -Hauteur du RDC.....03.40 m.
- -Hauteur totale du bâtiment..... 06.80 m.
- -Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)11.24 m.
- -Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)28.97 m.
- **deuxième joints en RDC+ un étage.**
- Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :
- -Hauteur des étages courants03.40 m.
- -Hauteur du RDC.....03.40 m.
- -Hauteur totale du bâtiment.....06.80 m.
- -Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)28.50 m.
- -Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)28.97 m.

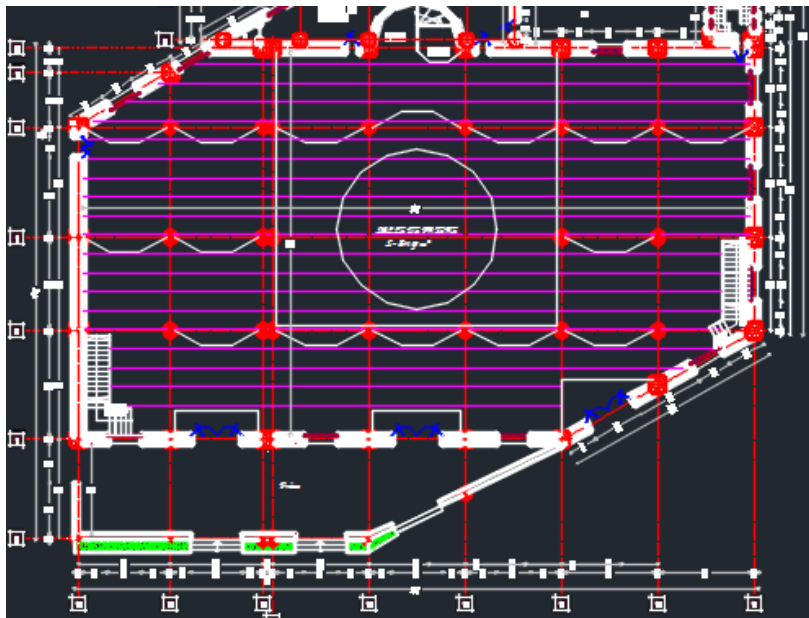


Figure I.3 : Vue en plan salle de prière homme (deux joints).

- **Bloc salle de prière pour femme en RDC+ un étage.**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- Hauteur des étages courants 3.40 m.
- Hauteur du RDC..... 3.40 m.
- Hauteur totale du bâtiment 6.80 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)26.78 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)16.22 m.

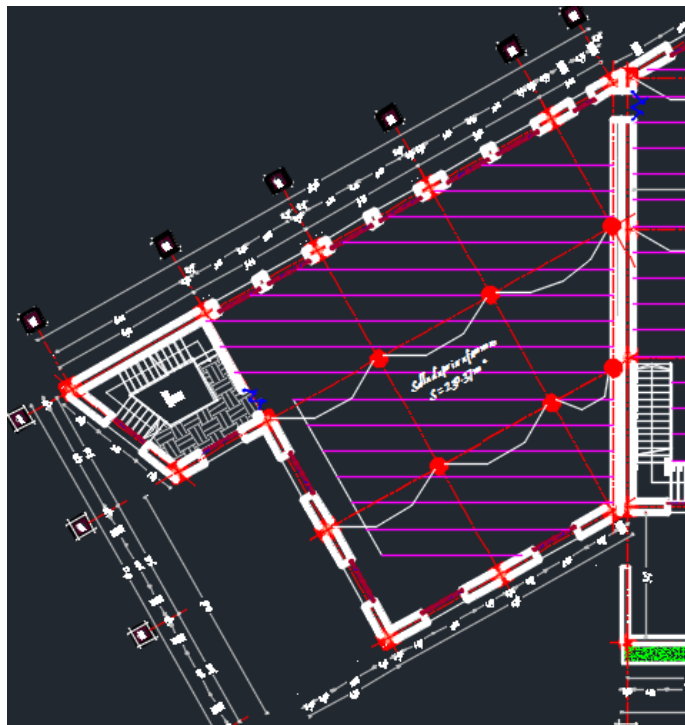


Figure I.4 : Vue en plan salle de prière pour femmes

- **Bloc minaret.**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- Hauteur des étages courants 2.38 m.
- Hauteur du RDC..... 2.38 m.
- Hauteur totale du bâtiment 23.80 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan (sens x-x)03.00 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan (sens y-y)03.00 m.

1.1.2 Description de l'ossature :

1. Plancher :

Nous avons opté pour des **dalles en corps creux**, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Ainsi que des dalles pleines pour les dalles de forme quelconque

2. Escaliers :

Le bâtiment comporte plusieurs types d'escalier suivant la conception architecturale des blocs.

3. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

-Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

4. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, sauf pour nettoyage ou travaux d'entretien, l'écoulement des eaux pluviales est assuré par une forme de pente légère.

1.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que :

- le sol d'assise de la construction est un sol meuble (Site3)
- la contrainte admissible du sol : sol $\sigma = 2$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

1.3 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

1.4 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en

compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

1.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

1.5.1 Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie.

1. Matières constitutives du béton :

La composition courante d'1m³ de béton est la suivante :

- ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm) ;
- gravier800 litres / m³ ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- l'eau de gâchage160 à 180 litres / m³

2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

-Masse volumique : Elle varie entre 2.2à 2.5t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à **2.5 t/m³**.

-Résistances caractéristiques :

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de **25 MPa** pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1 \text{ MPa}$

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

-Contraintes limites à l'ELU : est notée

$$\sigma_{bu} \text{ tel que : } \sigma_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut :

1.5 : pour les combinaisons fondamentales.

1.15 : pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 :lorsqu' elle est inférieur à 1h

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

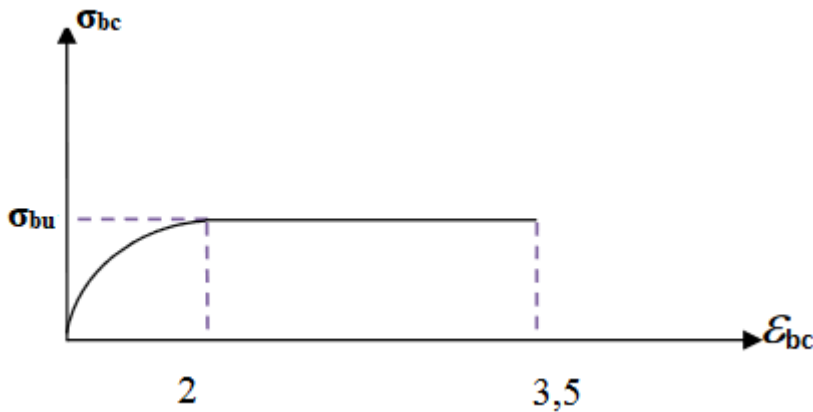


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

A.N :

$\sigma_b = 14.16 \text{ MPa}$ (situations durables)

$\sigma_b = 18.48 \text{ MPa}$ (situations accidentelles)

-Contraintes limites à l'ELS : est notée

$$\sigma_{bu} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

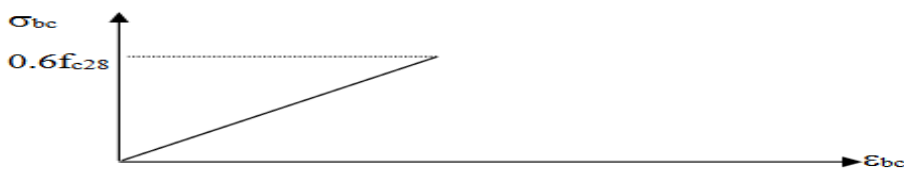


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

-Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{cj})^{1/3} \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ d'où : } E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min[3,34 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \overline{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min[2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

-Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v".

Conformément au règlement [DTR]:

à l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

1.5.2 I.5.2 Acier :

a-Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

-Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

-Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200000 \text{ MPa}$.

b-Caractéristique mécanique :

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Aciers	Nuances	fe (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	φ6 et φ8
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS φ ≤ 6mm

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

c-Contraint limite de l'acier :

➤ **Contrainte à ELU** : On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles

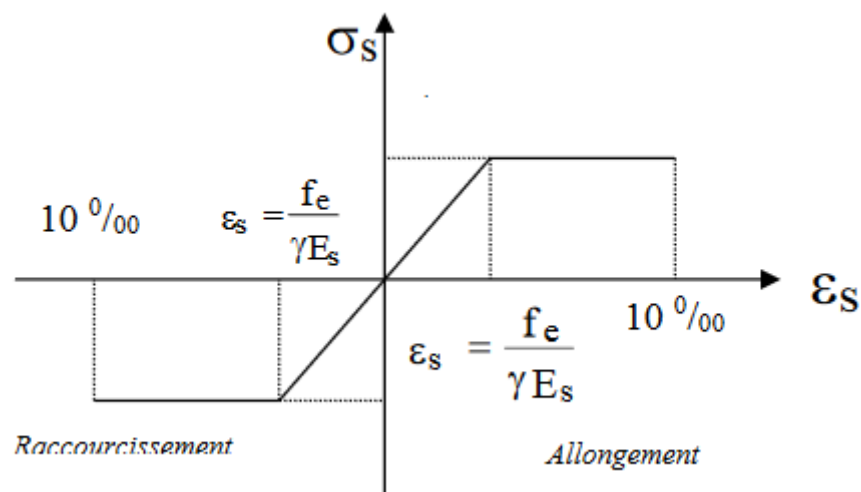


Figure I.7 : diagramme contraintes déformations.

- Contrainte de calcul :
- $\sigma_s = 348$ Mpa (situations durables)
- $\sigma_s = 400$ Mpa (situations accidentelles)

- **Contrainte à ELS:** Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- **Etat limite de service : [C.B.A 93/A.4.5.3]**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min [0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}]$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

η : Coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$

d-Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

2.1 INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres poteaux, voiles, et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

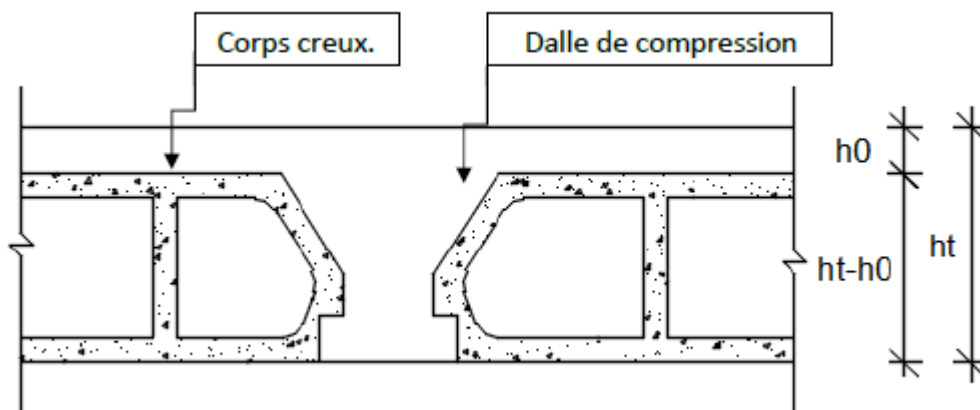


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

Avec :

h_t : L'épaisseur totale du plancher en (cm) ;

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression en (cm) ;

h_1 : L'épaisseur du corps creux en (cm). ($h_t - h_0$)

Le dimensionnement se résume au dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle dans la direction de la disposition des solives en (cm)

Bloc Logement :

On a :

$$L_{max} = 400 - 30 = 270 \text{ m}$$

L=270 cm

$$\frac{270}{25} \leq h_t \leq \frac{270}{20} \quad \Rightarrow \quad 10.8 \leq h_t \leq 13.5$$

\Rightarrow On prend : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

Bloc Bibliothèque :

On a:

$$L_{\max} = 474 - 30 = 444 \text{ m}$$

L=444 cm

$$\frac{444}{25} \leq h_t \leq \frac{444}{20} \quad \Rightarrow \quad 17.76 \leq h_t \leq 22.2$$

\Rightarrow On prend : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

Bloc salle de priere homme joint 1 :

On a:

$$L_{\max} = 534 \text{ m (ne pas déduire 30 cm pour des raisons de mise en pose de la poutre)}$$

L=534 cm

$$\frac{534}{25} \leq h_t \leq \frac{534}{20} \quad \Rightarrow \quad 21.36 \leq h_t \leq 26.7$$

\Rightarrow On prend : $h_t = 25 \text{ cm} = (20+5) \text{ cm}$

- $h_0 = 5 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 20 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

Bloc salle de priere homme joint 2 :

On a:

$$L_{\max} = 560 \text{ m}$$

L=560 cm

$$\frac{560}{25} \leq h_t \leq \frac{560}{20} \quad \Rightarrow \quad 22.4 \leq h_t \leq 28$$

⇒ On prend : $h_t = 25 \text{ cm} = (20+5) \text{ cm}$

- $h_0 = 5 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 20 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

Bloc salle de priere femme :

On a:

Lmax = 524 m

L=524 cm

$$\frac{524}{25} \leq h_t \leq \frac{524}{20} \quad \Rightarrow \quad 20.96 \leq h_t \leq 26.2$$

⇒ On prend : $h_t = 25 \text{ cm} = (20+5) \text{ cm}$

- $h_0 = 5 \text{ cm}$ Épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 20 \text{ cm}$ Épaisseur du corps creux.

2.3 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres de notre projet sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

a) D'après les règles BAEL 91 on a :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

b) Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

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

Logement :

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : L= 4.40 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}.$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm.**

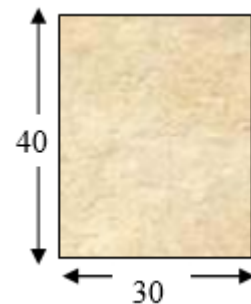


Figure II.2 : Section transversal d’une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.3 < 4$ vérifie.

NB : la section (30x40)cm² sera adopte pour la ligne complète des poutres principales

Poutres secondaires :

D’après le [BAEL91] :

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

Nous avons : L= 4.00 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm}.$$



Figure II.3 : Section transversal d’une poutre secondaire

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.16 < 4$ vérifie.

♦ **NB** : la section (30x35)cm² sera adopte pour la ligne complète des poutres secondaires

Bibliothèque :

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : L= 5.70 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h_t \leq 57 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=45cm.**



Figure II.4 : Section transversal d’une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.

♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.5 < 4$ vérifie.

Pour L =4.20 m et 3.70 m la poutre principale a une section de (30x40)cm²

Pour L =2.50m la poutre principale a une section de (30x30)cm²

Poutres secondaires :

D’après le [BAEL91] :

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

Nous avons : L= 4.74 m. et

L=4.72 m et L=3.18 m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 31.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 47.4 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm.**



Figure II.5 : Section transversal d’une poutre secondaire

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.

♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} = 30\text{cm}$ vérifie.

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.33 < 4$ vérifie.

Pour $L = 2.50$ m la poutre secondaire a une section de $(30 \times 30) \text{cm}^2$

Poutres diagonales :

Nous avons : $L = 6.53$ m et $L = 5.09$ m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 43.53 \text{ cm} \leq h_t \leq 65.3 \text{ cm.}$$

On prendra : **$b = 30 \text{cm}$; $h = 55 \text{cm}$.**

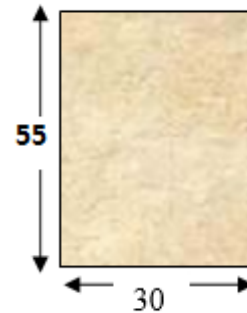


Figure II.6 : Section transversal d’une poutre diagonale

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{cm} > 20 \text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 55 \text{cm} > 30 \text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 0.25 < (h/b) = 1.83 < 4 \quad \text{vérifie.}$

Pour $L = 5.15$ m et 4.58 m la poutre principale a une section de $(30 \times 45) \text{cm}^2$

Pour $L = 3.19$ m la poutre principale a une section de $(30 \times 30) \text{cm}^2$

salle de priere homme joint 1 :

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : $L = 6.30$ m.

Ainsi que pour $L = 6.40$ m et 5.77 m ; 5.40 m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 42 \text{ cm} \leq h_t \leq 63 \text{ cm.}$$

On prendra : **$b = 30 \text{cm}$; $h = 50 \text{cm}$.**

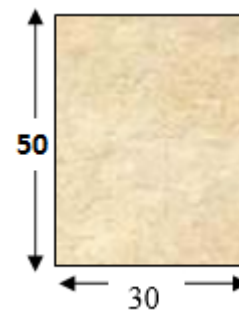


Figure II.7 : Section transversal d’une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{cm} > 20 \text{cm} \quad \text{vérifie.}$
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{cm} > 30 \text{cm} \quad \text{vérifie.}$

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.66 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires :

D'après le [BAEL91] :

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

Nous avons : L= 5.40 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h_t \leq 54 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=45cm.**

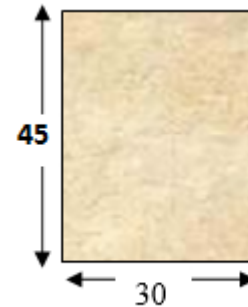


Figure II.8 : Section transversal d'une poutre secondaire

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.5 < 4$ vérifie.

salle de priere homme joint 2 :

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : L= 6.40 m.

Ainsi que pour L =5.40m et 6.30m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 42.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 64 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=50cm.**

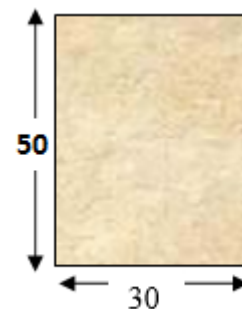


Figure II.9 : Section transversal d'une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.

♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.66 < 4$ vérifie.

Pour L =4.60 m la poutre principale a une section de (30x40)cm²

Poutres secondaires :

D'après le [BAEL91] :

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

Nous avons : L= 5.60 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 37.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=45cm.**

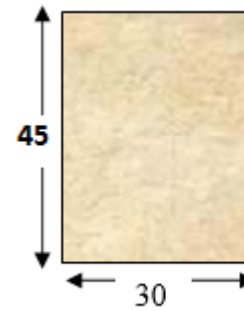


Figure II.10 : Section transversal d'une poutre secondaire

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.5 < 4$ vérifie.

Poutres diagonales :

Nous avons : L= 6.43 m et L= 6.42 m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 42.86 \text{ cm} \leq h_t \leq 64.3 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=55cm.**

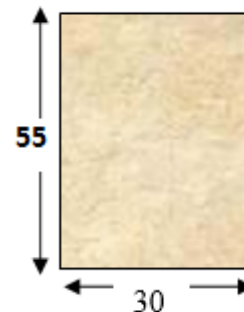


Figure II.11 : Section transversal d'une poutre diagonale

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.83 < 4$ vérifie.

Poutre supporte la coupole :

Nous avons : $L = 8.50$ m et $L = 7.78$ m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 56.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 85 \text{ cm.}$$

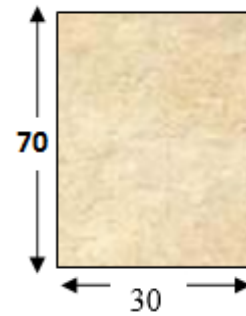


Figure II.12 : Section transversal de la poutre de la coupole

On prendra : **$b=30\text{cm}$; $h=70\text{cm}$.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 70\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 2.33 < 4$ vérifie.

salle de priere femme :

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : $L = 6.50$ m.

Ainsi que pour $L = 5.90\text{m}$ et 5.44m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 43.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 65 \text{ cm.}$$

On prendra : **$b=30\text{cm}$; $h=50\text{cm}$.**

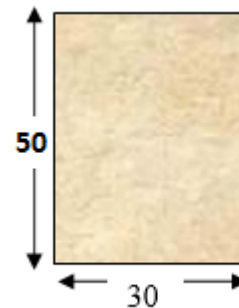


Figure II.13 : Section transversal d'une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.66 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires :

D'après le [BAEL91] :

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

Nous avons : $L = 5.24$ m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 34.93 \text{ cm} \leq h_t \leq 52.4 \text{ cm.}$$



Figure II.14 : Section transversal d'une poutre secondaire

On prendra : **b=30cm ; h=45cm.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.5 < 4$ vérifie.

Poutres diagonales :

Nous avons : $L = 6.04$ m et $L = 6.03$ m ; 6.00 m

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 40.26 \text{ cm} \leq h_t \leq 60.4 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=50cm.**

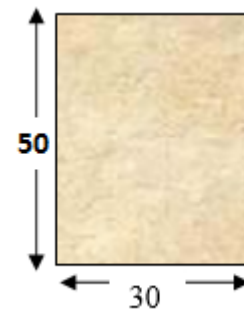


Figure II.15 : Section transversal d'une poutre diagonale

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1.66 < 4$ vérifie.

minaret:

Poutres principales :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : $L = 2.40$ m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 16.\text{cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm.}$$

On prendra : **b=30cm ; h=30cm.**



Figure II.16 : Section transversal d'une poutre principale

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Critère de flèche})$$

Nous avons : $L = 2.40 \text{ m}$.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 16.\text{cm} \leq h_t \leq 24 \text{ cm}.$$

Figure II.17 : Section transversal d'une poutre principale

On prendra : **$b=30\text{cm}$; $h=30\text{cm}$** .



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [RPA 99] suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm}$. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm}$. $\Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $1/4 \leq (h/b) \leq 4 \Rightarrow 0.25 < (h/b) = 1 < 4$ vérifie.

2.4 PREDIMENSIONNEMENT DES DALLE PLEINE:

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dû au séisme.

➤ **Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

• **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \quad \text{et} \quad \text{La charge doit être uniformément répartie.}$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

• **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**

- $0.4 \leq \rho \leq 1$;
- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

$$\text{Quel que soit la valeur de } \rho \Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

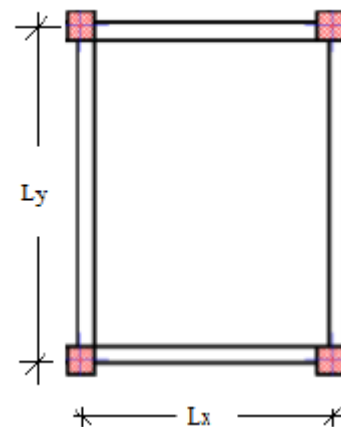


Figure II.3 : dimensions d'un panneau de dalle

Bloc	Lx (m)	Ly (m)	ρ	la dalle porte suivant	Lx/50	Lx/40	H _d (cm)
Bibliothèque	4.00	4.74	0.84	deux sens	8	10	10
Salle de prière joint 1	3.34	6.30	0.53	deux sens	6.68	8.35	8
	4.60	5.40	0.85		9.20	11.5	10
Salle de prière joint 2	3.55	5.40	0.657	deux sens	7.10	8.87	8
	5.60	6.40	0.875		11.2	14	12
Salle de prière femme	5.25	5.44	0.965	deux sens	10.5	13.10	12

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

- Condition d'isolation acoustique:
 - Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{cm}$.
 - Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{cm}$.
- Condition de sécurité en matière d'incendie:
 - Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7 \text{cm}$.
 - Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11 \text{cm}$.
 - Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17,5 \text{cm}$.

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine: **hd= 16cm**.

2.5 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99]. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $(L \geq 4e)$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- **L** : longueur de voile.
- **e** : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités c.à.d. : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] : $e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_t = 3,40$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes : $h_e = h_t - 30\text{cm} = 340 - 30 = 310$ cm

- $e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 310/22 \Rightarrow e \geq 14,09$ cm

-

on adopte: $e = 15$ cm

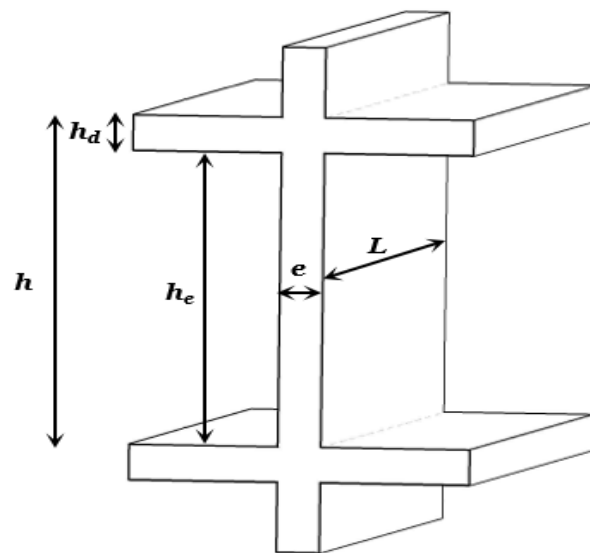


Figure II.6 : Coupe d'un voile en élévation

2.6 DESCENTE DE CHARGES:

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure

2.6.1 Plancher inaccessible :

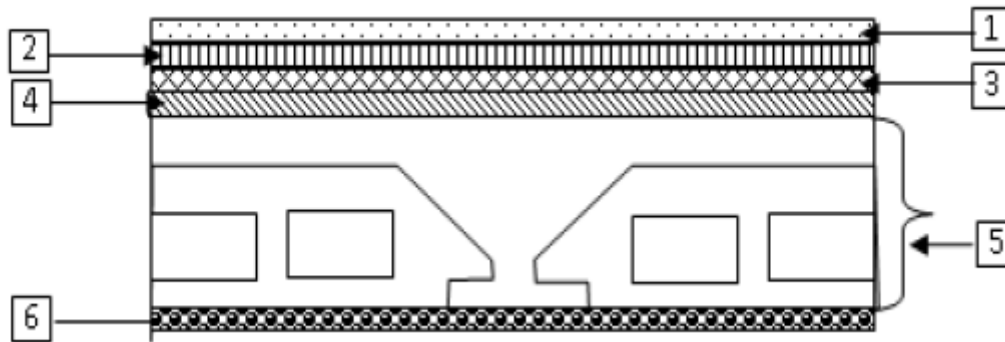


Fig. II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Salle de prière homme (J1+J2) + salle de prière femme:

Matériaux	$\rho(\text{Kn} / \text{m}^3)$	Ep (m)	G(Kn / m^2)
1-protection gravillon	20	0,04	0,8
2-étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-forme de pente 1,1%	22	0,1	2,2
4- isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
5-dalle en corps creux (20+5)	/	20+5	3,3
6-Enduit en ciment	18	0,015	0,27

Tableau 2.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible

- Charges permanents $G_t=6,85 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_t=1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Bibliothèque :

Matériaux	$\rho(\text{Kn} / \text{m}^3)$	Ep (m)	G(Kn / m^2)
1-protection gravillon	20	0,04	0,8
2-étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-forme de pente 1,1%	22	0,1	2,2
4- isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
5-dalle en corps creux (16+4)	/	16+4	2,8
6-Enduit en ciment	18	0,015	0,27

Tableau 2.2 : Charges du plancher terrasse inaccessible

- Charges permanents $G_t=6,35 \text{ KN}/m^2$
- Charges d'exploitations $Q_t=1 \text{ KN}/m^2$

2.6.2 Plancher Etage courant :

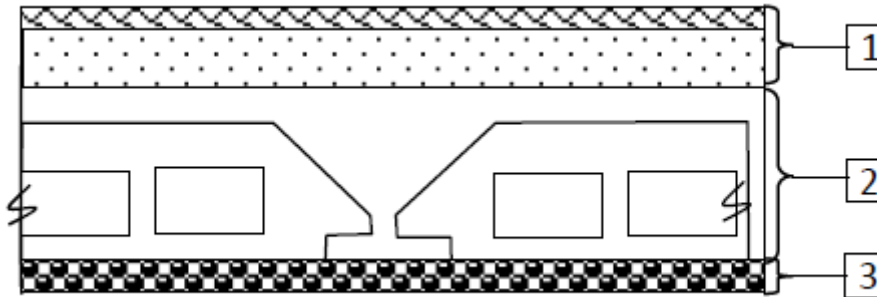


Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

Salle de prière homme (J1+J2) + salle de prière femme :

Matériaux	$\rho(\text{Kn}/m^3)$	Ep (m)	G(Kn /m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-dalle en corps creux (20+5)	/	0,25	3,30
3- enduite en plâtre	10	0,02	0,2
4-cloisons légers	10	0,1	1

Tableau 2.3: charges du plancher étage courant

- Charges permanents $G_{ec}= 5,54 \text{ Kn}/m^2$
- Charges d'exploitations $Q_{ec}=4,00 \text{ Kn}/m^2$

Bibliothèque :

Matériaux	$\rho(\text{Kn}/m^3)$	Ep (m)	G(Kn /m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-dalle en corps creux (16+4)	/	16+4	2,8
3- enduite en plâtre	10	0,02	0,2
4-cloisons légers	10	0,1	1

Tableau 2.4: charges du plancher étage courant

- Charges permanents $G_{ec}= 5,04 \text{ Kn}/m^2$
- Charges d'exploitations $Q_{ec}=4,00 \text{ Kn}/m^2$

2.6.3 Dalle pleine :



Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher à dalle pleine

Salle de prière homme (J1+J2) + salle de prière femme+ Bibliothèque :

Matériaux	$\rho(\text{Kn}/\text{m}^3)$	E_p (m)	$G(\text{Kn}/\text{m}^2)$
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0.05	1.04
2-dalle pleine	25	0.16	4
3- enduite en plâtre	10	0,02	0,2
4-cloisons légers	10	0,1	1

Tableau 2.5:charges du plancher dalle pleine

- Charges permanents $G_{dp}= 6,24 \text{ Kn}/\text{m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_{dp}=4.00 \text{ Kn}/\text{m}^2$

Récap des charges et surcharge des blocs :

	Bloc	G Kn/m^2	Q Kn/m^2	ELU $q_u=1,35G+1,5Q$ (Kn/m^2)	ELS $q_s=G+Q$ (Kn/m^2)
Plancher Terrasse (inaccessible)	homme (J1+J2) + salle de prière femme	6,85	1,00	10.7475	7.85
	Bibliothèque	6.35	1,00	10.0725	7.35
	Logement	6.35	1,00	10.0725	7.35
Etage courant (CC)	homme (J1+J2) + salle de prière femme	5,54	4,00	13.479	9.54
	Bibliothèque	5,04	4,00	12.804	9.04
Etage courant (DP)	Homme (J1+J2) + salle de prière femme + Bibliothèque	6,24	4,00	14.424	10.24

Tableau 2.6: tableau récapitulatif des charges

2.6.4 Maçonnerie :

a) Mur extérieur :

Charges permanentes du mur extérieur :

Matériaux	P(Kn /m ³)	Ep (Cm)	G(Kn /m ²)
1-enduit en plâtre	12	0,2	0,24
2-briques creuses	9	0,10	0,90
3-lame d'air	/	0,05	/
4- brique creuses	9	0,15	1,35
5-enduit en ciment	20	0,02	0,4
G	2,89 Kn /m ²		

Tableau 2.7:charges du mur extérieur

b) Mur intérieur :

Charges permanentes du mur intérieur :

Matériaux	P(Kn /m ³)	Ep (Cm)	G(Kn /m ²)
1-enduit en plâtre	12	0,2	0,24
2-briques creuses	9	0,10	0,90
3-enduit intérieur	12	0,2	0,24
G	1,38 Kn /m ²		

Tableau 2.8:charges du mur intérieur**2.7 Pré dimensionnement Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

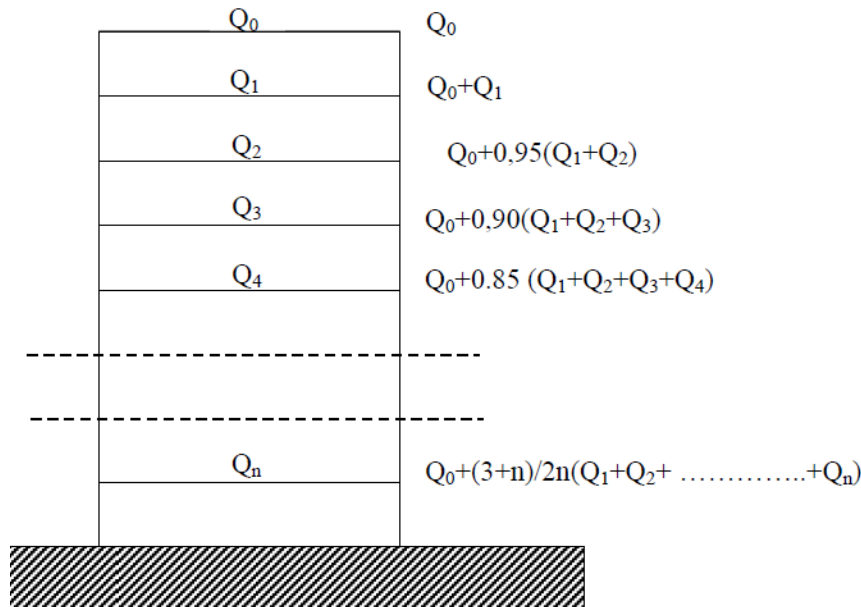


Fig. II.7: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient (3+n/ 2n) étant valable pour n ≥ 5

2.7.1 Méthode de calcul :

Les pré-dimensionnement des poteaux soient respecté :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

Critères de résistance :

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Nu : Effort normal apporté par les différents niveaux.

Br : section réduite du béton

Br = (a - 2). (b - 2) Poteau rectangulaire.

Br = $\frac{\pi(D-2)^2}{4}$ poteau circulaire.

γ_b: Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A : Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ .

Application :

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

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

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant a la résistance.

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

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

On a :

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_U}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : zone II_a $\Rightarrow A_{min} = 0,8\%B_r \Rightarrow \frac{A}{B_r} = 0,008$. RPA99 version 2003 (art. 7.4.2)

σ_s : Contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$

σ_b : Resistance de calcul du beton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPA}$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1,2 \cdot N_U \cdot 10}{\left[\frac{14,16}{0,9} + 0,85 \left(\frac{0,8}{100}\right) \cdot 348 \right]} = 0,66299 \text{ Nu}$$

Donc $\beta_r \geq 0,66299 N_U \text{ (cm}^2\text{)}$. (avec Nu en KN)

On peut avoir <a> et

Bloc logement :

D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) (poteau B3 suivant les plans de génie civil) et on prend : $a=b$

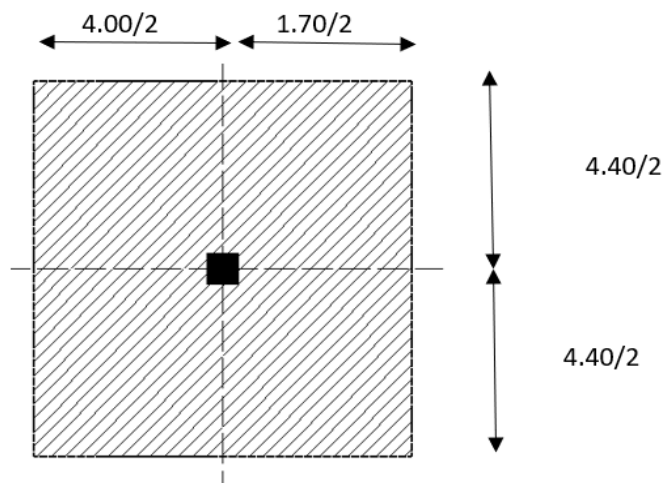


Fig. II.7: Surface afférente du poteau le plus sollicité.

(Niveau RDC)

La surface afférente est :

$$S_{aff} = (4,40/2 + 4,40/2) \times (4,00/2 + 1,70/2) = \mathbf{12,54 \text{ m}^2}$$

• Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 = \mathbf{3 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{2,625 \text{ KN/mL}}$$

• La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff} = (4,20/2 + 4,40/2) = \mathbf{4,40 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff} = (4,00/2 + 1,70/2) = \mathbf{2.85\ m}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{af(pp)} + p_s \times L_{af(ps)} = (4,40 \times 3) + (2,85 \times 2,625) \Rightarrow \mathbf{P_t = 20.68125\ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 1$$

$$N_P = 1,35 \times 20.68125 \times 1 \Rightarrow N_P = 27.9196875\ KN$$

- Poids propre des planchers :

plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse	6,35	1,00

$$G_{cumulé} = 6,35\ KN/m^2$$

$$P_{cumulé} = 1\ KN/m^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1,35 \times 6,35) + (1,5 \times 1)] \times \mathbf{12,54} \Rightarrow \mathbf{N_{plancher} = 126.30915\ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1,15 \times (126.30915 + 27.9196875)$$

$$\Rightarrow \mathbf{N_u = 177.363163125\ KN.}$$

- La section réduite de béton : $Br \geq 0,66299\ N_u$

$$Br \geq 0,66299 \times 177.363 = 117.6\ cm^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 117.6\ cm^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{117.6} + 2 \Rightarrow a=b= 12.84\ cm$$

Donc on choisit **(30x30)** cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivantes représenté au tableau:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	a (choisi) cm	RPA		
				min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ he/20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
terrasse	6.35	1	30	CV	CV	CV

A	B	NIVEAU	Poteaux [cm2]	L0 [cm]	Lf = 0.7 x L0 [cm]
30	30	terrasse	30x30	306	214.2

NIVEAU	I = (a*a*a/12) [cm4]	B [cm2]	i [cm]	λ = Lf/i	λ ≤ 35
	terrasse	67500	900		

Bibliothèque :

Vous suivez les mêmes étapes sauf pour le tableau voila un exemple d'un tableau de plusieurs étage vous le prenez comme exemple.

On peut tirer « a » et « b » sachant que : Br = (a – 2) × (b – 2) en [cm²] ; D’après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d’exploitations.

N_u = 1,15 x P_uD’après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) (poteau D5 suivant les plans de génie civil) et on prend : a=b

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

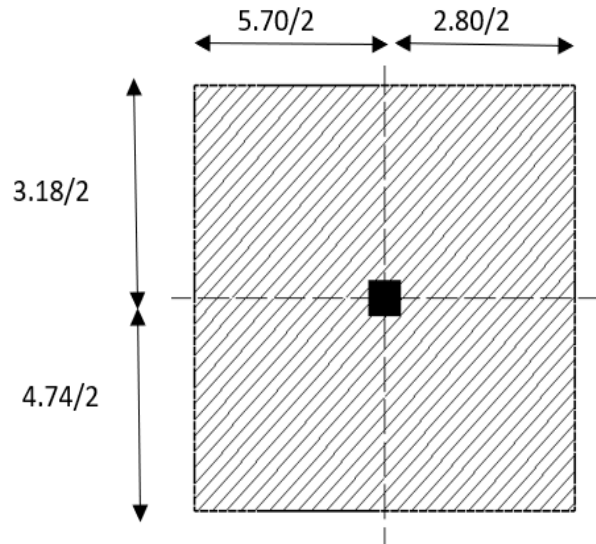


Figure II.8: Surface afférente du poteau le plus sollicité

➤ exemple de calcul : (niveau RDC)

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 3.96 \times 4.25 = 16.83 \text{ m}^2$$

• Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times (0.30 \times 0.30 + 0.30 \times 0.45) = 5.625 \text{ KN/mL}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/mL}$$

• La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5.70/2 + 2.80/2) = 4.25 \text{ m}$$

• La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (3.18/2 + 4.74/2) = 3.96 \text{ m}$$

• Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(\text{pp}) + p_s \times L_{\text{af}}(\text{ps}) = (5.625 \times 4.25) + (3.96 \times 3) \Rightarrow P_t = 35.78625 \text{ KN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 2$$

$$N_P = 1,35 \times 35,78625 \times 2 \Rightarrow N_P = 96.622875 \text{ KN}$$

Plancher	G	Q
Plancher du 1 ^{er} étage	6.35	1
Plancher du RDC	5.04	4

Plancher	G (cumulé)	Q (cumulé)
Plancher du 1 ^{er} étage	6.35	1
Plancher du RDC	11.39	5

$G_{cumulé} = 11.39 \text{ KN/m}^2$

$P_{cumulé} = 5 \text{ KN/m}^2$

$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$

$N_{plancher} = [(1,35 \times 11.39) + (1,5 \times 5)] \times 16.83 \Rightarrow N_{plancher} = 385.011495 \text{ KN}$

$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1,15 \times (385.011495 + 96.622875) \Rightarrow N_u = 553.88 \text{ KN.}$

• La section réduite de béton : $Br \geq 0.66299 N_u$

$Br \geq 0.66299 \times 553.88 = 367.216586611245 \text{ cm}^2$

Donc :

$Br = (a-2) \times (b-2) \geq \text{cm}^2$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{367.216} + 2 \Rightarrow a=b= 21.16 \text{ cm}$

Donc on choisit (30X30) cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivantes représenté au tableau:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	S _{aff} m ²	n étage
1 ^{er} Etage	6.38	1	16.83	1
RDC	11.39	5	16.83	2

Niveau	N _{pou} KN	N _{pla} KN	N _u =1,15P _u	Br cm	a (calculer) cm	a (choisi) cm
1 ^{er} Etage	48.3114375	169.520175	250.506354375	166.0832	14.88	30
RDC	96.622875	385.011495	553.88	367.216	21.16	30

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	a (choisi) cm	RPA		
				min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ he/20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
1 ^{ier} Etage	6.35	1	30	CV	CV	CV
RDC	11.39	5	30	CV	CV	CV

A	B	NIVEAU	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf = 0.7 x L0 [cm]
30	30	1 ^{ier}	30x30	340	238
30	30	RDC	30x30	340	238

NIVEAU	I = (a*a*a/12) [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ = Lf/i	λ ≤ 35
1 ^{ier} Etage	67500	900	8.66025404		
RDC	67500	900	8.66025404	27.48187281	Cv

Salle prière homme J1 :

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right)$$

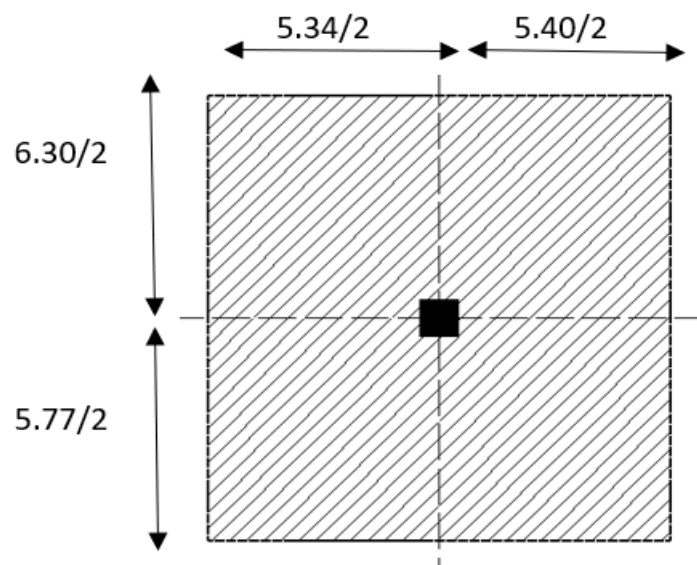


Figure II.9: Surface afférente du poteau le plus sollicité

(niveau RDC)

La surface afférente est :

$$S_{aff} = 5.37 \times 6.035 = 32.41 \text{ m}^2$$

• Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.50 = \mathbf{3.75 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.50 + 0.30 \times 0.45) = \mathbf{7.125 \text{ KN/mL}}$$

• La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff} = (6.30/2 + 5.77/2) = \mathbf{6.035 \text{ m}}$$

• La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff} = (5.34/2 + 5.40/2) = \mathbf{5.37 \text{ m}}$$

• Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{af(pp)} + p_s \times L_{af(ps)} = (3,75 \times 6.035) + (7.125 \times 5.37) \Rightarrow \mathbf{P_t = 60.8925 \text{ KN}}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 2$$

$$N_P = 1,35 \times 60.8925 \times 2 \Rightarrow \mathbf{N_P = 164.40975 \text{ KN}}$$

Poids propre des planchers :

Plancher	G	Q
Plancher du 1 ^{er} étage	6.85	1
Plancher du RDC	5.54	4

Plancher	G (cumulé)	Q (cumulé)
Plancher du 1 ^{er} étage	6.85	1
Plancher du RDC	12.39	5

$$G_{cumulé} = 12.39 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1,35 \times 12.39) + (1,5 \times 5)] \times \mathbf{32.41} \Rightarrow \mathbf{N_{plancher} = 785.180865 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1,15 \times (\mathbf{785.180865} + \mathbf{164.40975}) \Rightarrow \mathbf{N_u = 1092.03 \text{ KN.}}$$

• La section réduite de béton : $Br \geq 0.66299 N_u$

$$Br \geq 0.66299 \times 1092.03 = 724.004 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq cm^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{724.004} + 2 \Rightarrow a=b= 28.90 \text{ cm}$$

Donc on choisit (50X50) cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivantes représenté au tableau:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Saff m ²	n étage
1 ^{ier} Etage	6.85	1	32.41	1
RDC	12.39	5	32.41	2

Niveau	Npou KN	Npla KN	Nu .=1,15Pu	Br cm	a (calculer) cm	a (choisi) cm
1 ^{ier} Etage	82.204875	348.326475	495.1110525	328.253	20.11	50
RDC	164.40975	785.180865	1092.03	724.004	28.90	50

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	a (choisi) cm	RPA		
				min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ he/20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
1 ^{ier} Etage	6.85	1	50	CV	CV	CV
RDC	12.39	5	50	CV	CV	CV

A	B	NIVEAU	Poteaux	L0	Lf = 0.7 x L0
			[cm ²]	[cm]	[cm]
50	50	1 ^{ier}	50x50	340	238
50	50	RDC	50x50	340	238

NIVEAU	l = (a*a*a/12)	B [cm ²]	i [cm]	λ = Lf/i	λ ≤ 35
	[cm ⁴]				
1 ^{ier} Etage	67500	900	8.66025404	27.48187281	Cv
RDC	67500	900	8.66025404	27.48187281	Cv

Salle prière homme J2 :

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right) = 5.9 \times 5.60 = 33.04 \text{ m}^2$$

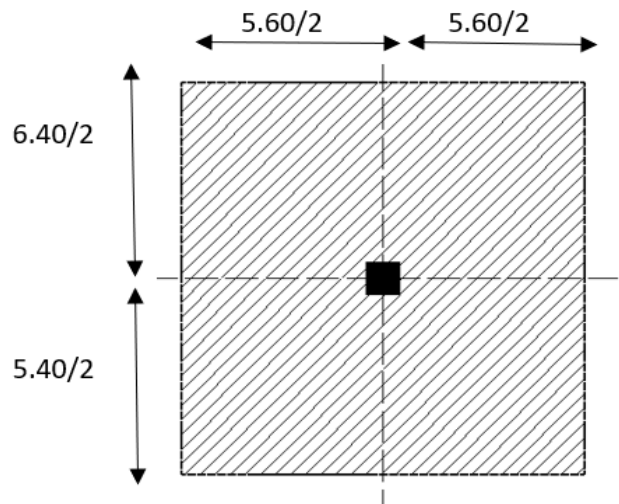


Figure II.9: Surface afférente du poteau le plus sollicité

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 5.9 \times 5.60 = 33.04 \text{ m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.30 \times 0.50 = \mathbf{3.75 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times (0.30 \times 0.45) = \mathbf{3.375 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (6.40/2 + 5.40/2) = \mathbf{5.90 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (5.60/2 + 5.60/2) = \mathbf{5.60 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(\text{pp}) + p_s \times L_{\text{af}}(\text{ps}) = (3.75 \times 5.90) + (3.375 \times 5.60) \Rightarrow \mathbf{P_t = 43.125 \text{ KN}}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 2$$

$$N_P = 1,35 \times 43.125 \times 2 \Rightarrow \mathbf{N_P = 116.4375 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{cumulé}} = 16.71 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1,35 \times 16.71) + (1,5 \times 7)] \times 33.04 \Rightarrow N_{plancher} = 1092.25284 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1,15 \times (1071.425985 + 164.40975) \Rightarrow N_u = 1390 \text{ KN.}$$

• La section réduite de béton : $Br \geq 0.66299 N_u$

$$Br \geq 0.66299 \times 1390 = 921.55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq \text{cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{921.55 + 2} \Rightarrow a=b= 32 \text{ cm}$$

Donc on choisit (50X50) cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivantes représenté au tableau:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	a (choisi) Cm	RPA		
				min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ he/20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
Terrasse / étage 1 / RDC	6.35 11.78 16.71	1	50	CV	CV	CV

A	B	NIVEAU	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf = 0.7 x L0 [cm]
50	50	Terrasse/ étage 1/ RDC	50X50	340	238

NIVEAU	$I =$ $(a \cdot a \cdot a / 12)$	B	l	$\lambda = Lf/i$	$\lambda \leq 35$
	[cm ⁴]	[cm ²]	[cm]		
Terrasse / étage 1 / RDC	520833.33	2500	14.43375668	16.48912374	cv

Salle prière femme :

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right) = 5.44 \times 5.24 = 28.51 \text{m}^2$$

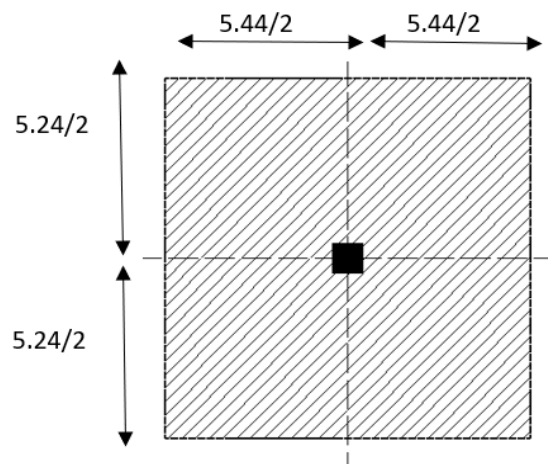


Figure II.10: Surface afférente du poteau le plus sollicité

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 5.44 \times 5.24 = 28.51 \text{m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.50 = \mathbf{3.75 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.45) = \mathbf{3.375 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff} = (5.44/2 + 5.44/2) = \mathbf{5.44m}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff} = (5.24/2 + 5.24/2) = \mathbf{5.24m}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{af(pp)} + p_s \times L_{af(ps)} = (3,75 \times 5.44) + (3.375 \times 5.24) \Rightarrow \mathbf{P_t = 38.085 \text{ KN}}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \text{ Avec : } n = \text{Nombre de plancher} = 2$$

$$N_P = 1,35 \times 38.085 \times 2 \Rightarrow \mathbf{N_P = 102.8295 \text{ KN}}$$

$$G_{cumulé} = 16.71 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1,35 \times 16.71) + (1,5 \times 7)] \times \mathbf{28.51} \Rightarrow \mathbf{N_{plancher} = 942.497835 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{plancher} + N_P) = 1,15 \times (\mathbf{1071.425985} + \mathbf{164.40975})$$

$$\Rightarrow \mathbf{N_u = 1202.126435 \text{ KN.}}$$

- La section réduite de béton : $Br \geq 0.66299 N_u$

$$Br \geq 0.66299 \times 1853.75 = 797 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } Br = \frac{\pi(D-2)^2}{4} \geq 797$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = \frac{\pi(D-2)^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{797 \times 4}{\pi}} + 2 = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

Donc on choisit **(50X50)** cm² pour la section de poteau du RDC et on doit faire la vérification suivantes représenté au tableau:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	D (choisi) cm	RPA		
				min (a,b) ≥ 25	min (a,b) ≥ he/20	1/4 ≤ a /b ≤ 4
Terrasse / étage 1 / RDC	6.35 11.78 16.71	1	50	CV	CV	CV

A	B	NIVEAU	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf = 0.7 x L0 [cm]
50	50	terrasse/ étage 1/ RDC	50X50	340	238

NIVEAU	$I = (\pi d^4/64)$	B	i	$\lambda = Lf/i$	$\lambda \leq 35$
	[cm ⁴]	[cm ²]	[cm]		
Terrasse / étage 1 / RDC	306640.625	2500	11.07502144	30.69971484	Cv

Vérification au flambement

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- Br = (b-2) × (h+2)cm² : section réduite du poteau
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)

- As: section d'armature comprimée.

- $\lambda_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier

- $f_e = 400$ MPa

On a :

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

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

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$$l_f = 0.7 \times L_0 : \text{longueur d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b x h}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration de la section du béton

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

B : Aire de la section du béton seul

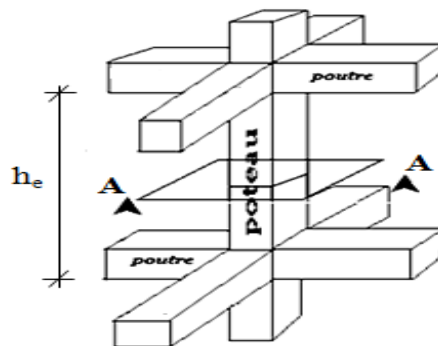
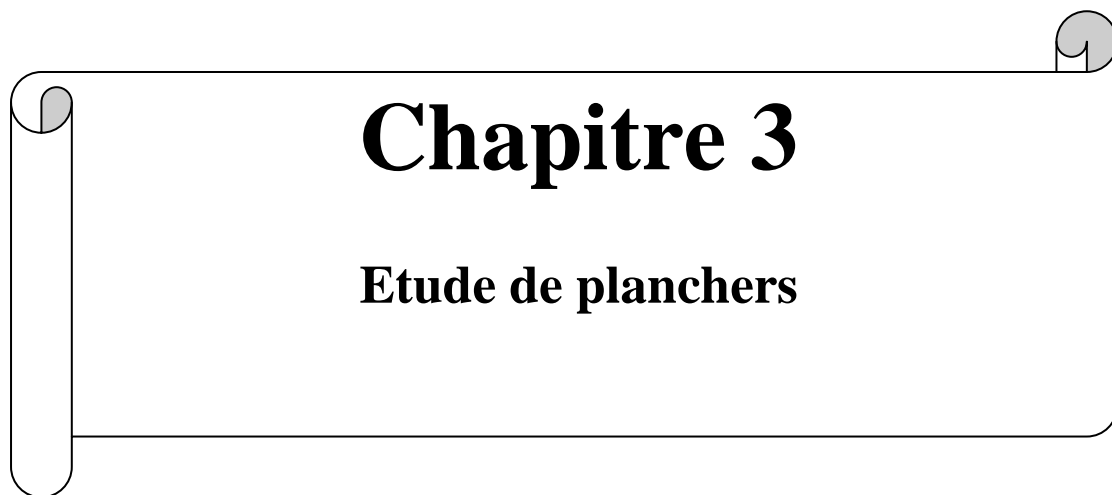


Figure II.11:Schéma représentatif d'un étage courant

Blocs	Poteaux	L0	Lf	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm ²)	Λ
log	30x30	306	214.2	67500	900	8.66025404	24.7336855
bibliothèque	30x30	340	238	67500	900	8.66025404	27.48187281
J1	50x50	340	238	52833.33	2500	14.43375668	16.48912374
J2	50x50	340	238	52833.33	2500	14.43375668	16.48912374
Salle prière femme	50x50	340	238	306640.625	2500	11.07502144	30.69971484



3 Chapitre 3

3.1 Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du mosquée, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leur calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

3.2 Plancher à corps creux :

Il existe une très grande variété de plancher à corps creux peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger).

Ces corps creux sont constitué de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

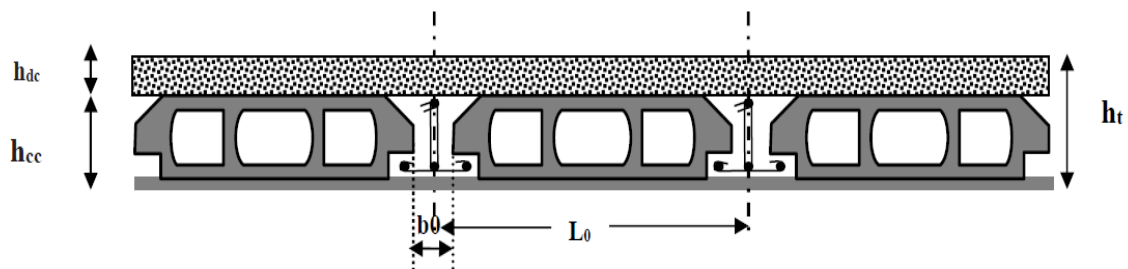


Figure 3. 1: Plancher d'étage a corps creux .

3.2.1 Les poutrelles

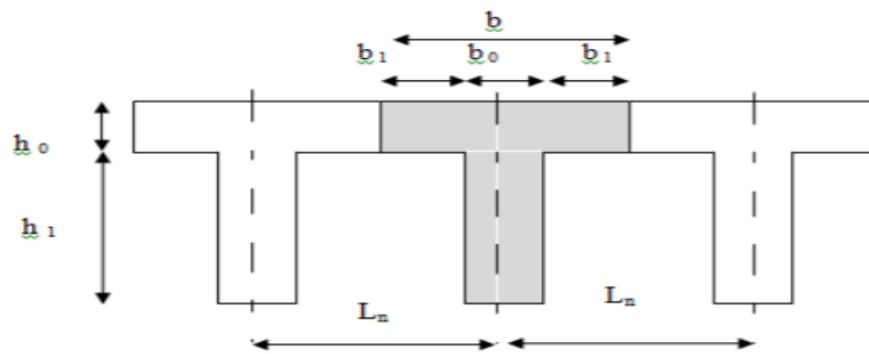
Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint

Formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

3.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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



3.2.2.1 Ferrailage de la table de compression :

D’après les règles B.A.E.L.91 : L’épaisseur minimale de la dalle de compression est

$h_{0min} = 4 \text{ cm}$ et $h_{0min} = 5 \text{ cm}$.

La dalle de compression est armée d’un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l’on note : A_{\perp}
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l’on note : $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

f_e : la limite d’élasticité du treillis soudé en [MPa] A : en [cm^2 / ml]

- **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

Dans notre plancher, on a :

$l_n = 60 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} \leq l_n = 80 \text{ cm} : \varnothing \leq 6 \text{ mm} \dots\dots\dots f_e = 520 \text{ Mpa}$

Donc : $A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- **Choix des armatures :**

On prendra $\varnothing = 4\text{mm}$ d’où le Choix des armatures sera:

$$6\text{Ø}4/\text{mL A} = 0,75\text{cm}^2/\text{mL} \quad A_{\perp} = \text{Ø}4 \text{ e} = 15\text{cm}.$$

b- Calcul des armatures parallèles aux nervures (A_l) :

$$A_l = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} \rightarrow A_l = 0,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Choix des armatures :**

On prendra $\text{Ø} = 4\text{mm}$ d'où le Choix des armatures sera:

$$6\text{Ø}4/\text{mL A} = 0,75\text{cm}^2/\text{mL} \quad A_{\perp} = \text{Ø}4 \text{ e} = 15\text{cm}.$$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS Ø4 (150x150) mm².

3.2.2.2 Etude des poutrelles :

➤ **Evaluation des charges :**

a) Combinaison fondamentales :

✓ ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

✓ ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

Récap des charges et surcharge des blocs :

	Bloc	G Kn /m ²	Q Kn /m ²	ELU qu=1,35G+1,5Q (Kn /m ²)	ELS qs=G+Q (Kn /m ²)
Plancher Terrasse (inaccessible)	homme (J1+J2) + salle de prière femme	6,85	1,00	10.7475	7.85
	Bibliothèque	6.35	1,00	10.0725	7.35
	Logement	6.35	1,00	10.0725	7.35
Etage courant (CC)	homme (J1+J2) + salle de prière femme	5,54	4,00	13.479	9.54
	Bibliothèque	5,04	4,00	12.804	9.04
Etage courant (DP)	Homme (J1+J2) + salle de prière femme + Bibliothèque	6,24	4,00	14.424	10.24

Tableau 3 .1: tableau récapitulatif des charges

b) Type des poutrelles :

Salle de prière J1 :

Terrasse :

Type 1 :

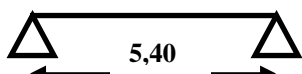


Etage courant :

Type 1 :



Type 2 :



Salle de prière J2 :

Terrasse :

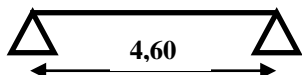
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Etage courant :

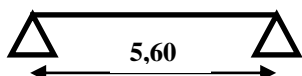
Type 1 :



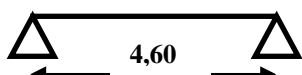
Type 2 :



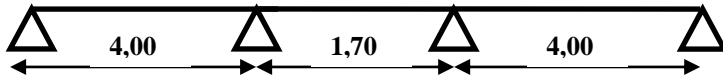
Type 3 :



Type 4 :



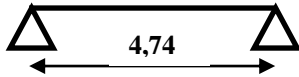
Logement :



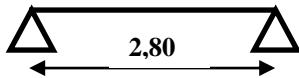
Bibliothèque :

Terrasse et étage courant :

Type 1 :



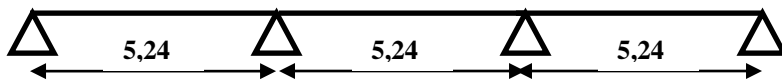
Type 2 :



Salle de prière femme :

Terrasse :

Type 1 :

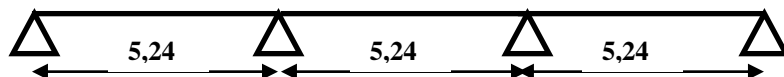


Type 2 :



Etage courant :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



3.2.3 Vérification des conditions et méthode de calculs :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) sarmentées par une dalles générales à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : (BAEL 91/B.6.2, 20)

Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;

(BAEL 91/B.6.2, 21)

Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ;

(BAEL91/B.6.2 ,22)

Méthode des trois moments.

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation $P \leq (\min 2G; 500 \text{ daN m}^2)$;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

• Principe de la méthode :

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{p}{G+p}$$

- α : coefficient ;

- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

- G : La charge permanente non pondérée.

• Moment en travée :

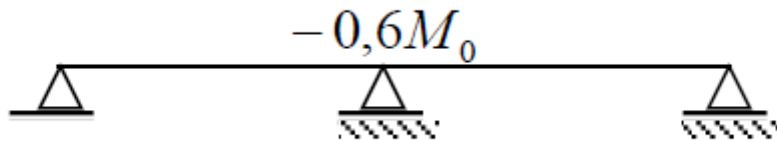
$$\begin{aligned} \diamond & M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\text{Max}((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0 \\ \diamond & \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 & \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{Dans le cas d'un travée de rive} \\ \rightarrow \text{Dans le cas d'un travée intermediaire} \end{array} \right. \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{cases} \end{aligned}$$

- M_g : Le moment en appuis de gauche

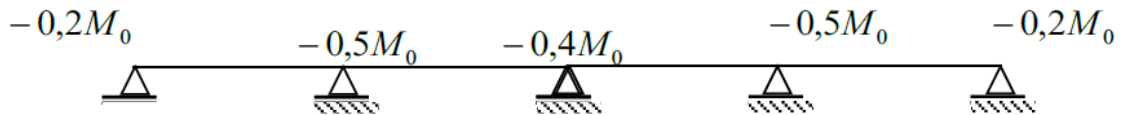
- M_d : Le moment en appuis de droite.

Moment en appuis :

$$M_\alpha \leq -0.60 M_0 \quad \text{Cas d'une poutre à deux travées ;}$$



$M_a \leq -0.50 M_0$ Pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées ;



$M_a \leq -0.40 M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ Les charge d'exploitation sont modérées c'est-a-dire : $Q \leq \max[2G; 500]$ en (daN/m²)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées
- ✓ Les port successifs vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Vérification des conditions :

Salle de prière J1 :

▪ $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1370 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$Q=400 \text{ daN /m}^2$ pour etage courant $\rightarrow Q = 400 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1108 \text{daN/m}^2$

- La fissuration est peu préjudiciable .
- Les moment d'inerties sont constants .
- $0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{540}{534} = 1,01 \leq 1,25$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,34	5,40
G : permanentes (daN /m)	685	
Q : exploitation (daN /m)	100	

Tableau 3.2: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 100 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Moments fléchissant (a L'ELU) et (a L'ELS)**

Calcul des moments a L'ELU (daN /m)			
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	3830,89		3917,46
Ma (appui)	$-0,2M_{01}$	$-0,6M_{0MAX}$	$-0,2M_{02}$
	-766,18	-2350,48	-783,49
$M_t = (0,6 + 0,15\alpha)M_0$	2371.5124545		2425.103613
$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$	0,127		0,127
$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots (1)$	3903.866		3992.087
$Max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] (2)$	4022,44		4113,34
Condition $1 \geq 2$	Non vérifiée $ 1 - 2 - M_t $		Non vérifiée $ 1 - 2 - M_t $
Mt (Travée a prendre)	2490.08		2546.34
Calcul des moments a L'ELS (daN /m)			
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	2798,09		2861,32
$K = (1,35G + 1,5Q)/(G + Q)$	1,369		1,369
Ma (appui)	$-0,2M_{01}$	$-0,6M_{0MAX}$	$-0,2M_{02}$
	-559,62	-1716,80	-572,27
$M_t = M_{Tultime}/k$	2238,47		1771,47
$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots (1)$	3376,68		2916,00
$Max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] (2)$	2938,00		4113,34
Condition $1 \geq 2$	Non vérifiée $ 1 - 2 - M_t $		Non vérifiée $ 1 - 2 - M_t $
Mt (Travée a prendre)	2239,47		1772,47

Tableau 3.3 : calcul des moments fléchissant a L'E.L.U et L'E.L.S

➤ **Effort tranchants (a L'ELU) :**

pour : L=5,34 m

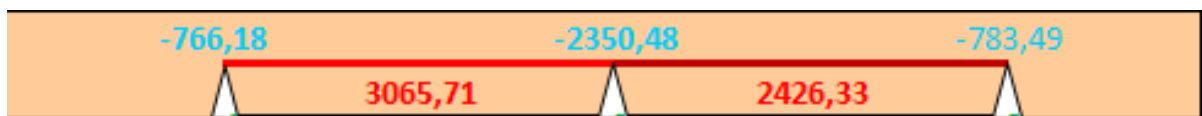
$$T_g = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{L_i} = \frac{1074,75 \times 5,34}{2} + \frac{766,18 - 2350,48}{5,34} = 2572,90 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{L_i} = -\frac{1020,75 \times 5,34}{2} + \frac{2232,38 - 727,68}{5,34} = -3166,27 \text{ daN}$$

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,34	5,40
T _g [daN]	2572,90	4468,82
T _d [daN]	-3166,27	-2611,64

Tableau 3.4 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

- Diagramme des moments fléchissant :
E.L.U :



E.L.S :



Figure 3. 2 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 3 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-766,18	-2350,48	-783,49
ELS (daN.m)	-559,62	-1716,80	-572,27

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	3065,71	2426,33
ELS (daN.m)	2239,47	1772,47

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,34	5,40
G : permanentes (daN /m)	554	
Q : exploitation (daN /m)	400	

Tableau 3. 5: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

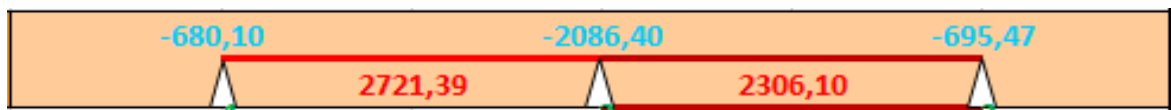


Figure 3. 4 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 5 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-960,90	-2947,86	-982,62
ELS (daN.m)	-680,10	-2086,40	-695,47

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	3844,62	3257,86
ELS (daN.m)	2721,39	2306,10

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,34	5,40
T _g [daN]	3226,80	4132,89
T _d [daN]	-3970,98	-3275,40

Tableau 3. 6 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1
Portée (m)	5,40
G : permanentes (daN /m)	554
Q : exploitation (daN /m)	400

Tableau 3. 7: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moments fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

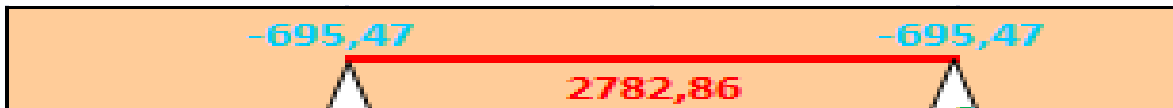


Figure 3. 6 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :

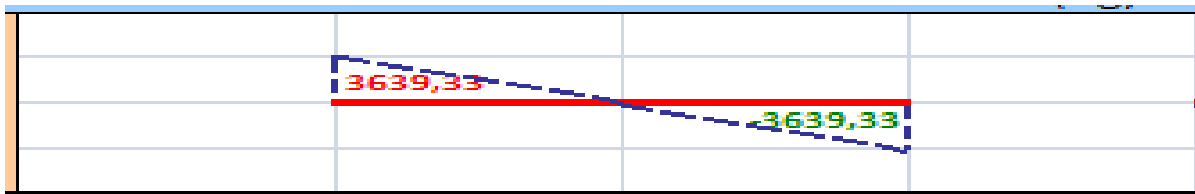


Figure 3. 7 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-982,62	-982,62
ELS (daN.m)	-695,47	-695,47

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	3931,48
ELS (daN.m)	2782,86

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B
La longueur	5,40
T _g [daN]	3639,33
T _d [daN]	-3639,33

Tableau 3. 8 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Salle de prière J2 :

- $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1370 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$Q=400 \text{ daN /m}^2$ pour etage courant $\rightarrow Q = 400 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1108 \text{ daN/m}^2$

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d’inerties sont constants.
- $0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{580}{560} = 1,04 \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{560}{560} = 1,00 \leq 1,25$$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
Portée (m)	5,60	5,60	5,60	5,60
G : permanentes (daN /m)	685			
Q : exploitation (daN /m)	100			

Tableau 3. 9: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

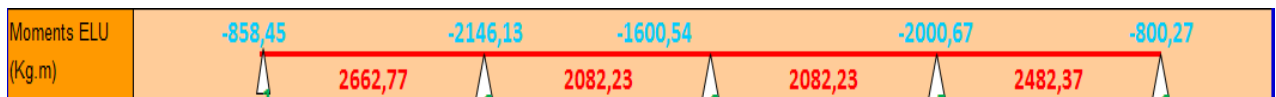
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 100 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$$

- ✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$$

- **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :



Figure 3. 8 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- **Diagramme des efforts tranchants :**



Figure 3. 9 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3	4	5
ELU (daN.m)	-858,45	-2146,13	-1600,54	-2000,67	-800,27
ELS (daN.m)	-626,55	-1566,36	-1168,16	-1460,20	-584,08

Résultant :

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU (daN.m)	2662,77	2082,23	2082,23	2482,37
ELS (daN.m)	1943,71	1520,00	1520,00	1812,04

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
La longueur	5,60	5,60	5,60	5,60
Tg[daN]	2738,16	2955,53	3108,08	3072,46
Td[daN]	-3182,19	-2760,67	-2929,55	-2643,74

Tableau 3. 10 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,60	5,60
G : permanentes (daN /m)	685	
Q : exploitation (daN /m)	100	

Tableau 3. 11: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 100 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$$

- **Diagramme des moment fléchissant :**
E.L.U :



E.L.S :

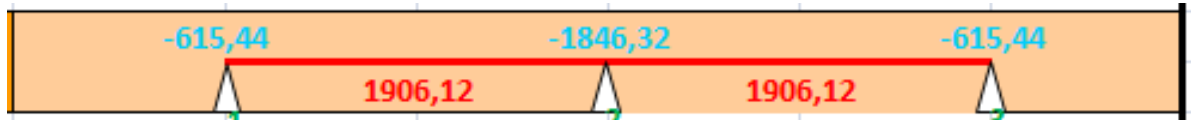


Figure 3. 10 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- **Diagramme des efforts tranchants :**

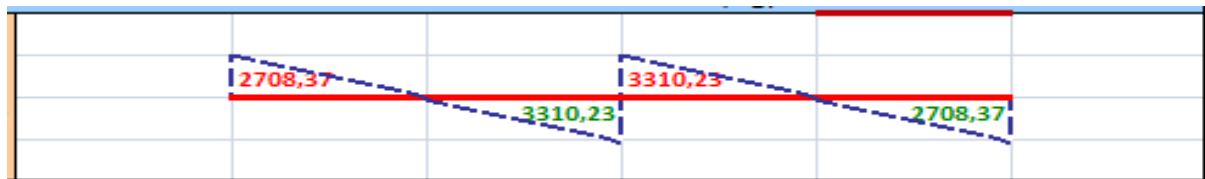


Figure 3. 11 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-842,60	-2527,81	-842,60
ELS (daN.m)	-615,44	-1846,32	-615,44

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	2609,32	2609,32
ELS (daN.m)	1906,12	1906,12

- **Effort tranchants (a L'ELU) :**

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,60	5,60
T _g [daN]	2708,37	3310,23

T_d [daN]	-3310,23	-2708,37
-------------	----------	----------

Tableau 3. 12 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 3eme type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1
Portée (m)	4,60
G : permanentes (daN /m)	685
Q : exploitation (daN /m)	100

Tableau 3. 13: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 100 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

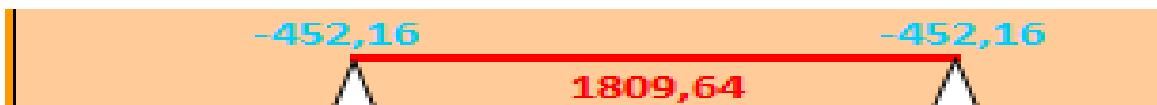


Figure 3. 12 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 13 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-619,06	-619,06
ELS (daN.m)	-452,16	-452,16

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	2477,22
ELS (daN.m)	1809,64

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B
La longueur	4,60
T _g [daN]	2579,40
T _d [daN]	-2579,40

Tableau 3. 14 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
Portée (m)	5,60	5,60	5,60	5,60
G : permanentes (daN /m)	554			
Q : exploitation (daN /m)	400			

Tableau 3. 15: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

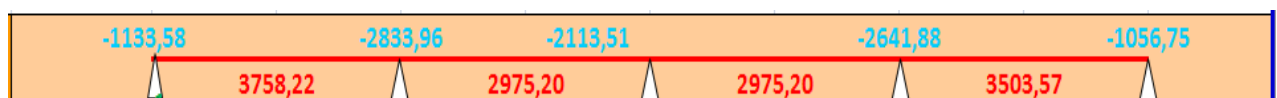
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 514 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

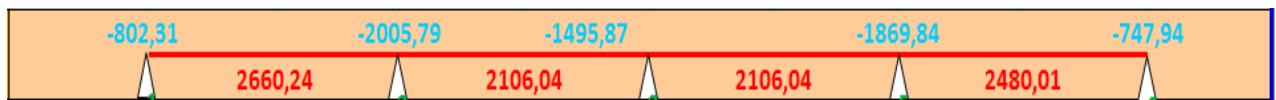


Figure 3. 14 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 15 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3	4	5
ELU (daN.m)	-1133,58	-2833,96	-2113,51	-2641,88	-1056,75
ELS (daN.m)	-802,31	-2005,79	-1495,87	-1869,84	-747,94

Résultant :

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5
ELU (daN.m)	3758,22	2975,20	2975,20	3708,57
ELS (daN.m)	2660,14	2106,04	2106,04	2480,01

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
La longueur	5,60	5,60	5,60	5,60
T _g [daN]	3615,74	3902,77	3679,77	4057,18
T _d [daN]	-4202,08	-3645,74	-3774,12	-3491,06

Tableau 3. 16 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,60	5,60
G : permanentes (daN /m)	554	
Q : exploitation (daN /m)	400	

Tableau 3. 17: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :



Figure 3. 16 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• **Diagramme des efforts tranchants :**



Figure 3. 17 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-1056,75	-3170,26	-1056,75
ELS (daN.m)	-747,94	-2241,81	-747,94

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	3503,57	3503,57
ELS (daN.m)	2480,01	2480,01

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,60	5,60
T _g [daN]	3396,71	4151,53
T _d [daN]	-4151,53	-3396,71

Tableau 3. 18 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 3eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1
Portée (m)	4,60
G : permanentes (daN /m)	554
Q : exploitation (daN /m)	400

Tableau 3. 19: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

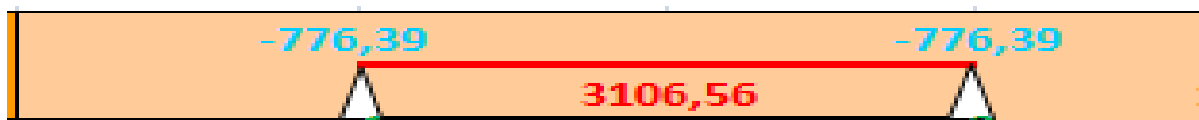
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

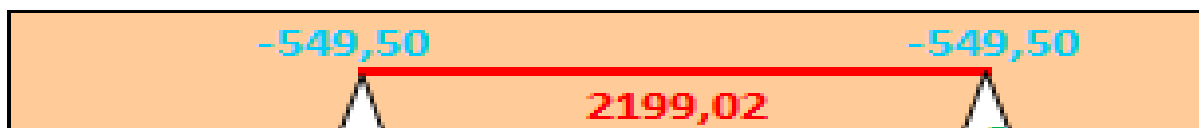


Figure 3. 18 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 19 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-776,39	-776,39
ELS (daN.m)	-549,50	-549,50

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	2982,15
ELS (daN.m)	2106,86

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B
La longueur	4,60
T _g [daN]	3234,98
T _d [daN]	-3234,98

Tableau 3. 20 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 4eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1
Portée (m)	5,60
G : permanentes (daN /m)	554
Q : exploitation (daN /m)	400

Tableau 3. 21: données de la travée

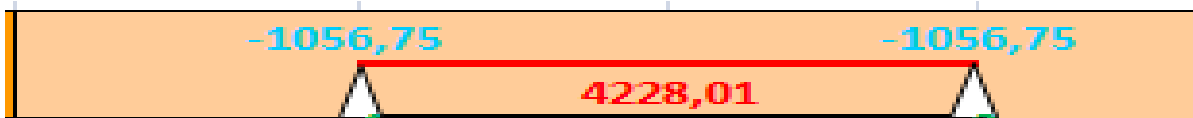
- Application de la méthode forfaitaire :
 - ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

- **Diagramme des moment fléchissant :**
E.L.U :



E.L.S :

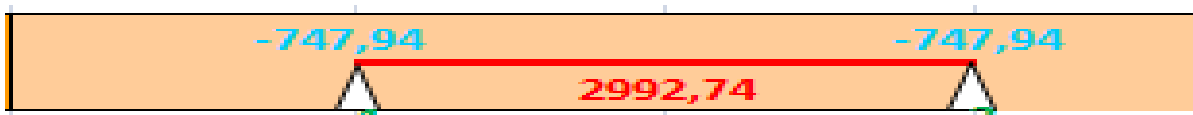


Figure 3. 20 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- **Diagramme des efforts tranchants :**



Figure 3. 21 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-1056,75	-1056,75
ELS (daN.m)	-747,94	-747,94

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	4228,01
ELS (daN.m)	2992,74

- **Effort tranchants (a L'ELU) :**

	Travée A-B
La longueur	5,60
T _g [daN]	3774,12
T _d [daN]	-3774,12

Tableau 3. 22 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Salle de perrière femme :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1370 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$Q=400 \text{ daN/m}^2$ pour etage courant $\rightarrow Q = 400 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1108 \text{ daN/m}^2$

- La fissuration est peu préjudiciable .
- Les moment d'inerties sont constants .
- $0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{524}{544} = 0,96 \leq 1,25$

$0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{524}{524} = 1,00 \leq 1,25$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Portée (m)	5,44	5,24	5,24
G : permanentes (daN /m)	685		
Q : exploitation (daN /m)	100		

Tableau 3. 23: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

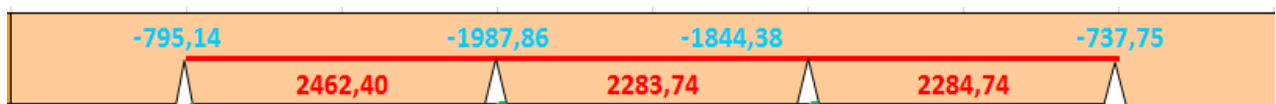
$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 645 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$

• **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :

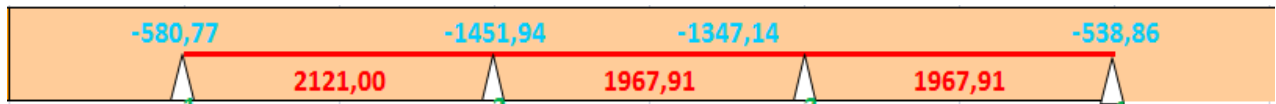


Figure 3. 22 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :

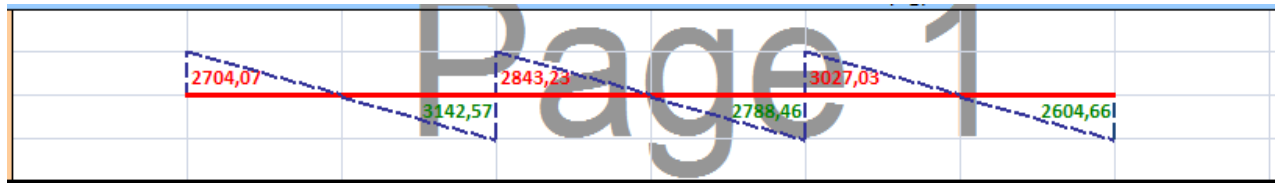


Figure 3. 23 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-795,14	-1987,86	-1844,38	-737,75
ELS (daN.m)	-580,77	-1451,94	-1347,14	-538,86

Résultant :

Travées	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	2462,40	2283,74	2284,74
ELS (daN.m)	2121,00	1967,91	1967,91

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La longueur	5,24	5,24	5,24
T _g [daN]	2704,07	2843,23	3027,03
T _d [daN]	-3142,57	-2788,46	-2604,66

Tableau 3. 24 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,24	5,24
G : permanentes (daN /m)	685	
Q : exploitation (daN /m)	100	

Tableau 3. 25: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

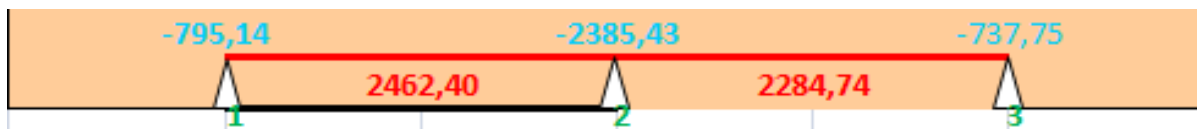
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 685 + 1,5 \times 100 = 1074,75 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 685 + 100 = 785 \text{ daN/m}^2$$

• **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :

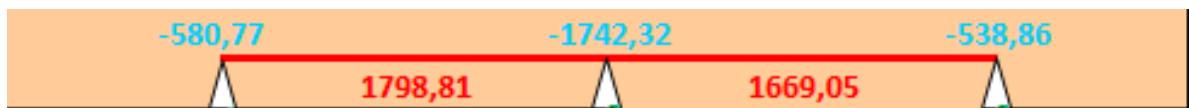


Figure 3. 24 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• **Diagramme des efforts tranchants :**

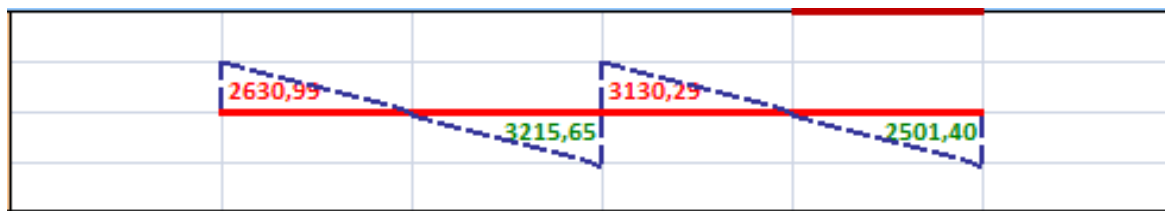


Figure 3. 25 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-795,14	-2385,43	-737,75
ELS (daN.m)	-580,77	-1742,32	-538,86

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	2462,40	2284,74
ELS (daN.m)	1798,81	1669,05

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,24	5,24
T _g [daN]	2630,95	3130,25
T _d [daN]	-3215,65	-2501,40

Tableau 3. 26 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Portée (m)	5,24	5,24	5,24
G : permanentes (daN /m)	554		
Q : exploitation (daN /m)	400		

Tableau 3. 27: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

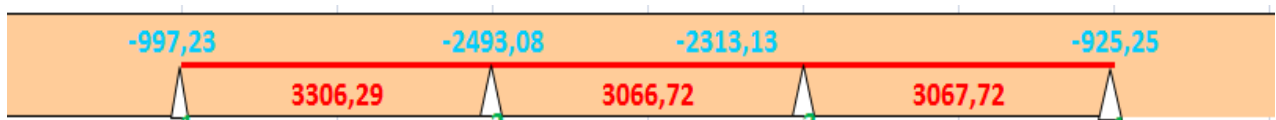
- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

- ✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

- Diagramme des moment fléchissant :
E .L.U :



- E.L.S :

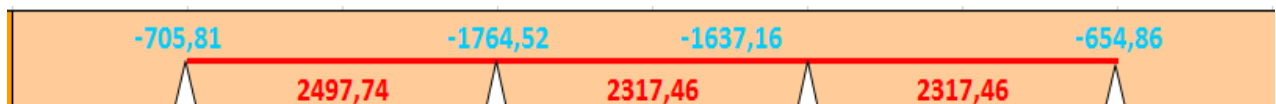


Figure 3. 26 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 27 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-997,23	-2493,08	-2313,13	-925,25
ELS (daN.m)	-705,81	-1764,52	-1637,16	-654,86

Résultant :

Travées	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	3306,29	3066,72	3067,72
ELS (daN.m)	2497,74	2317,46	2317,46

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La longueur	5,44	5,24	5,24
T _g [daN]	3391,32	3565,84	3796,36
T _d [daN]	-3941,26	-3497,16	-3266,64

Tableau 3. 28 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,24	5,24
G : permanentes (daN /m)	554	
Q : exploitation (daN /m)	400	

Tableau 3. 29: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

- Diagramme des moment fléchissant :
E.L.U :



E.L.S :

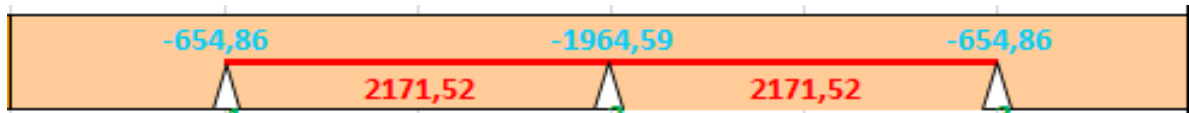


Figure 3. 28 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 29 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-925,25	-2775,76	-925,25
ELS (daN.m)	-654,86	-1664,59	-654,86

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	3067,72	3067,72
ELS (daN.m)	2171,52	2171,52

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,24	5,24
T _g [daN]	3178,35	3884,65
T _d [daN]	-3884,65	-3178,35

Tableau 3. 30 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 3eme type calculé par la méthode de forfaitaire Etage courant :

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	5,24	5,24
G : permanentes (daN /m)	514	
Q : exploitation (daN /m)	400	

Tableau 3. 31: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

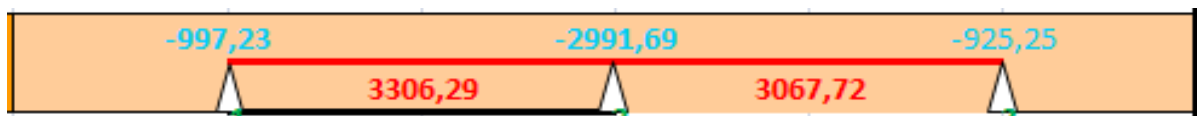
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 554 + 1,5 \times 400 = 1347,9 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 554 + 400 = 954 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :



Figure 3. 30 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• Diagramme des efforts tranchants :

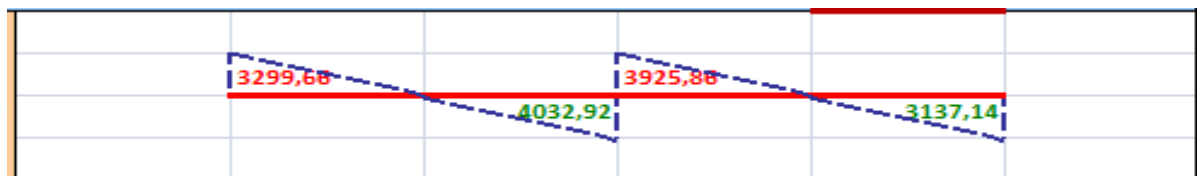


Figure 3. 31 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-997,23	-2991,69	-925,25
ELS (daN.m)	-705,81	-2177,42	-654,86

Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU (daN.m)	3306,29	3067,72
ELS (daN.m)	2340,37	2171,52

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C
La longueur	5,24	5,24
T _g [daN]	3299,68	3925,88
T _d [daN]	-4032,92	-3137,14

Tableau 3. 32 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Bibliothèque :

- $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1008 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$Q=400 \text{ daN /m}^2$ pour etage courant $\rightarrow Q = 400 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1270 \text{ daN/m}^2$

- La fissuration est peu préjudiciable .
- Les moment d'inerties sont constants .
- $0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{524}{544} = 0,96 \leq 1,25$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1
Portée (m)	4,74
G : permanentes (daN /m)	635
Q : exploitation (daN /m)	100

Tableau 3. 33: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 635 + 1,5 \times 100 = 1007,25 \text{ daN/m}^2$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$q_s = G + Q = 635 + 100 = 735 \text{ daN/m}^2$

- Diagramme des moment fléchissant :
E.L.U :



E.L.S :

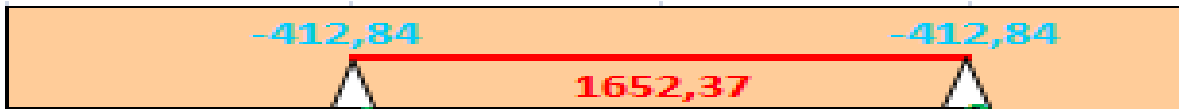


Figure 3. 32 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :

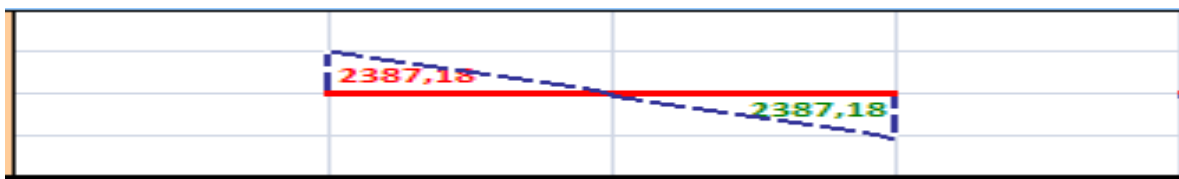


Figure 3. 33 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-565,76	-565,76
ELS (daN.m)	-412,84	-412,84

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	2264,05
ELS (daN.m)	1652,37

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B
La longueur	4,74
T _g [daN]	2387,18
T _d [daN]	-2387,18

Tableau 3. 34 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1
Portée (m)	2,80
G : permanentes (daN /m)	635
Q : exploitation (daN /m)	100

Tableau 3. 35: données de la travée

➤ Application de la méthode forfaitaire :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

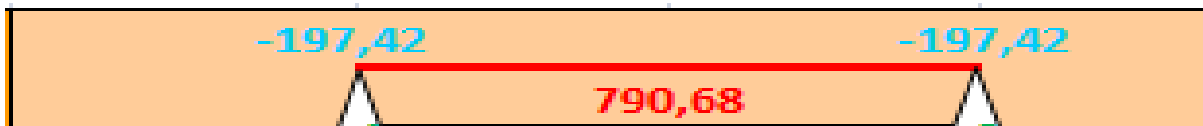
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 635 + 1,5 \times 100 = 1007,25 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 635 + 100 = 735 \text{ daN/m}^2$$

• Diagramme des moment fléchissant :

E .L.U :



E.L.S :

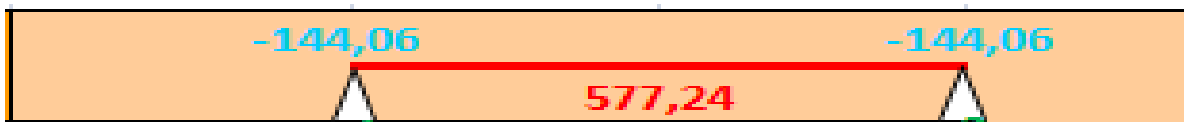


Figure 3. 34 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

• Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 35 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-197,42	-197,42
ELS (daN.m)	-144,06	-144,06

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	790,68
ELS (daN.m)	577,24

➤ **Effort tranchants (a L'ELU) :**

	Travée A-B
La longueur	4,74
T_g[daN]	1410,15
T_d[daN]	-1410,15

Tableau 3. 36 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire étage courant:

	Travée 1
Portée (m)	4,74
G : permanentes (daN /m)	504
Q : exploitation (daN /m)	400

Tableau 3. 37: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

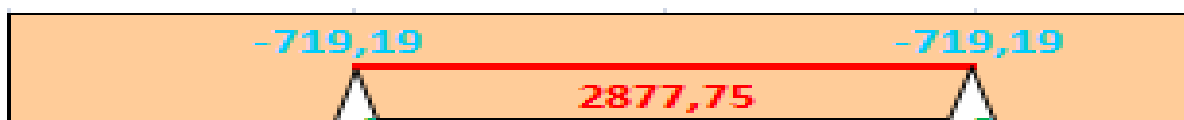
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 504 + 1,5 \times 400 = 1280,4 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 504 + 400 = 904 \text{ daN/m}^2$$

• **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :



Figure 3. 36 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :

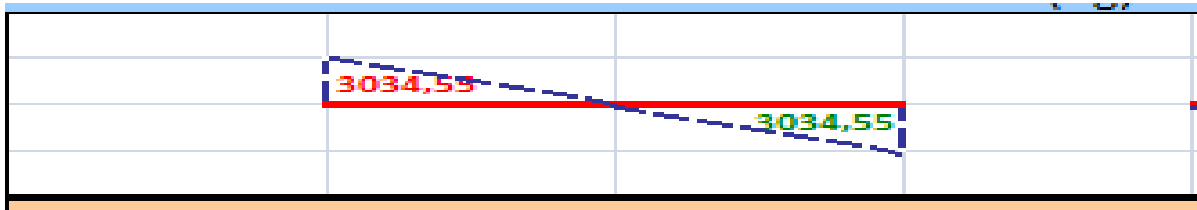


Figure 3. 37 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-719,19	-719,19
ELS (daN.m)	-507,77	-507,77

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	2877,75
ELS (daN.m)	2032,07

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B
La longueur	2,8
T _g [daN]	3034,55
T _d [daN]	-3034,55

Tableau 3. 38 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Etude du 2eme type calculé par la méthode de forfaitaire étage courant:

	Travée 1
Portée (m)	2,80
G : permanentes (daN /m)	504
Q : exploitation (daN /m)	400

Tableau 3. 39: données de la travée

- Application de la méthode forfaitaire :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 504 + 1,5 \times 400 = 1280,4 \text{ daN/m}^2$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$q_s = G + Q = 504 + 400 = 904 \text{ daN/m}^2$$

- Diagramme des moment fléchissant :

E.L.U :



E.L.S :

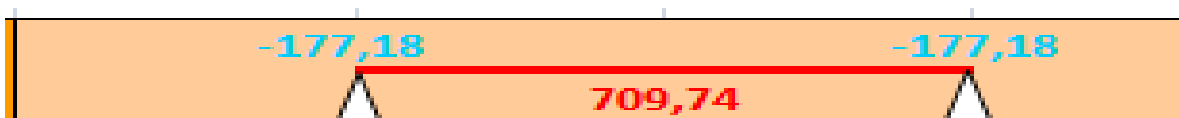


Figure 3. 38 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :



Figure 3. 39 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2
ELU (daN.m)	-250,96	-250,96
ELS (daN.m)	-177,18	-177,18

Résultant :

Travées	1-2
ELU (daN.m)	1004,83
ELS (daN.m)	709,64

➤ Effort tranchants (a L'ELU) :

Travée A-B	
La longueur	2,8
T _g [daN]	1792,56
T _d [daN]	-1792,56

Tableau 3. 40 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Logement :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1008 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$

$Q=400 \text{ daN/m}^2$ pour etage courant $\rightarrow Q = 400 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1270 \text{ daN/m}^2$

- La fissuration est peu préjudiciable .
- Les moment d'inerties sont constants .
- $0,8 \leq \frac{L_i}{l_{i+1}} = \frac{524}{544} = 0,96 \leq 1,25$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

Etude du 1ere type calculé par la méthode de forfaitaire terrasse :

	Travée 1	Travée 2	Travée 3
Portée (m)	4,00	1,70	4,00
G : permanentes (daN /m)	635		
Q : exploitation (daN /m)	100		

Tableau 3. 41: données de la travée

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

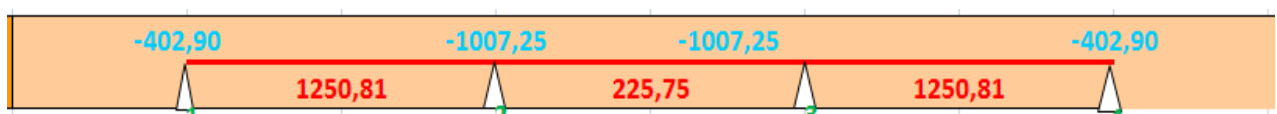
$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 635 + 1,5 \times 100 = 1007,25 \text{ daN/m}^2$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$q_s = G + Q = 635 + 100 = 735 \text{ daN/m}^2$

• **Diagramme des moment fléchissant :**

E .L.U :



E.L.S :

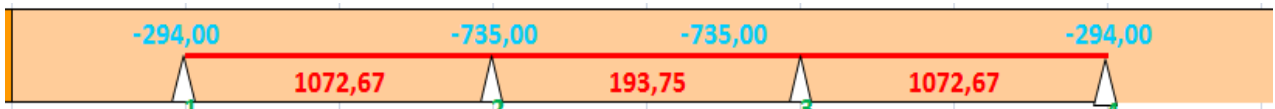


Figure 3. 40 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU et L'ELS

- Diagramme des efforts tranchants :

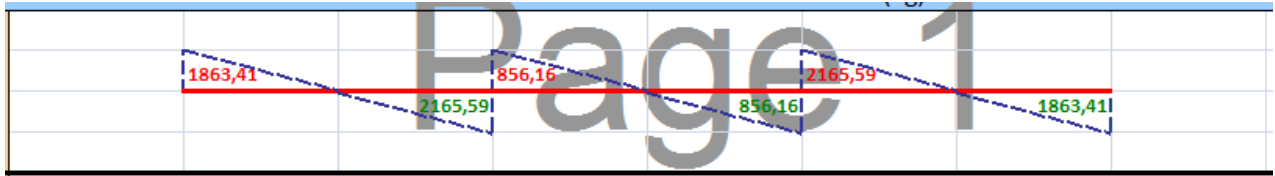


Figure 3. 41 : Diagramme des efforts tranchants

Résultant :

Appui	1	2	3	4
ELU (daN.m)	-402,90	-1007,25	-1007,25	-402,90
ELS (daN.m)	-294,00	-735,00	-735,00	-294,00

Résultant :

Travées	1-2	2-3	3-4
ELU (daN.m)	1250,81	225,75	1250,81
ELS (daN.m)	1072,67	193,75	1072,67

- Effort tranchants (a L'ELU) :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La longueur	5,24	5,24	5,24
T _g [daN]	1863,41	856,16	2165,59
T _d [daN]	-2165,59	-856,16	-1853,41

Tableau 3. 42 : tableau des efforts tranchants a L'ELU

Conclusion :

Salle de prière J1 :

ELU:

$$M_{a\ Max} = 2947,86\ daN.m$$

$$M_{t\ Max} = 3931,48\ daN.m$$

$$T_{Max} = 4132,89\ daN$$

ELS :

$$M_{a\ Max} = 2086,40\ daN.m$$

$$M_{T\ Max} = 2782,86\ daN.m$$

Salle de prière J2 :

ELU:

$$M_{a\ Max} = 3170,26\ daN.m$$

$$M_{t\ Max} = 4428,01\ daN.m$$

$$T_{Max} = 4202,08\ daN$$

ELS :

$$M_{a\ Max} = 2241,81\ daN.m$$

$$M_{T\ Max} = 2992,74\ daN.m$$

Salle de prière femme :

ELU:

$$M_{a\ Max} = 2991,69\ daN.m$$

$$M_{t\ Max} = 3306,29\ daN.m$$

$$T_{Max} = 2497,74\ daN$$

ELS :

$$M_{a\ Max} = 2177,42\ daN.m$$

$$M_{T\ Max} = 2497,74\ daN.m$$

Bibliothèque :

ELU:

$$M_{a\ Max} = 719,19\ daN.m$$

$$M_{t\ Max} = 2877,75\ daN.m$$

$$T_{Max} = 3034,55\ daN$$

ELS :

$$M_{a\ Max} = 507,77\ daN.m$$

$$M_{T\ Max} = 2032,07\ daN.m$$

Logement :

Terrasse :

ELU:

$$M_{a\ Max} = 1007,25\ daN.m$$

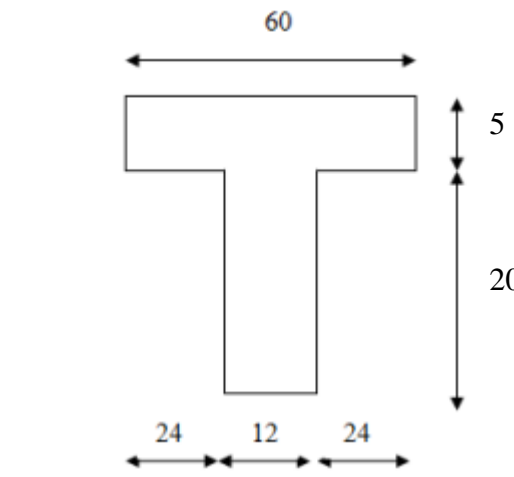
$$M_{t\ Max} = 1250,81\ daN.m$$

$$T_{\ Max} = 2165,59\ daN$$

ELS :

$$M_{a\ Max} = 735,00\ daN.m$$

$$M_{T\ Max} = 1072,67\ daN.m$$



3.2.3.1 Ferrailage de la poutrelle :

Salle de prière J1 :

travée :

ELU :

$$M_u\ max = 39314,8\ N.m$$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b \cdot (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 60 \times 5 \times 14,20 \cdot (22,5 - (5/2))$$

$$M_t = 69864\ N.m \rightarrow M_u\ max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\ max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{39314,8}{60 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,091$$

$\mu = 0,028 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,119$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39314,8}{0,952 \cdot 22,5 \cdot 348} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5,27 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5,27 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{u \max} = 28478,6 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{28478,6}{12 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,330$$

$\mu = 0,330 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,521$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,792$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28478,6}{0,792 \cdot 22,5 \cdot 348} = 4,59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(4,59 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 4,59 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3 \text{ HA} 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

$$M_u = 39314,8 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 27828,6 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{39314,8}{27828,6} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

En Appuis :

$$M_u = 29478,6 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 20864 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{29478,6}{20864,0} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

3.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 44688,2 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{44688,2}{120 \cdot 225} = 1,655 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.2.5 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) [3] \text{ (page 49)}$$

❖ **Selon le RPA 99 [2] (page 53)**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

- **Selon le CBA 93**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

- **Selon le « RPA 99 version 2003 »**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03$
- $S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

On adopte : $\varnothing_t=6\text{mm}$

3.2.6 **Choix D'armature :**

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s=0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

- donc $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$

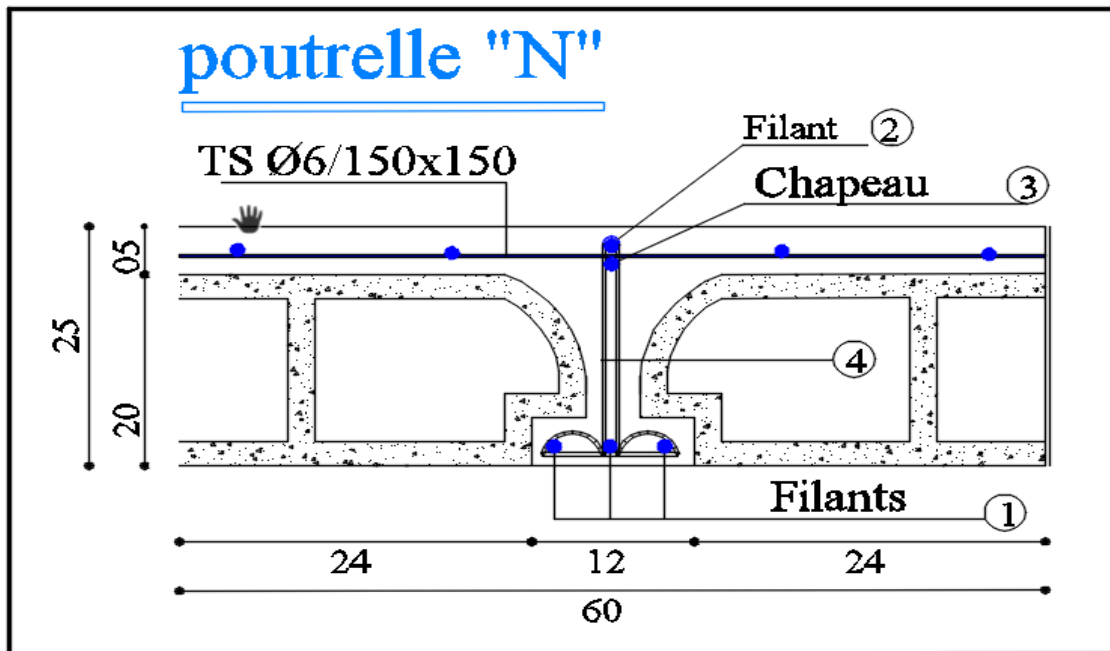


Figure 3. 42 : Dessin de ferrailage

Salle de prière J2 :

travée :

ELU :

$M_u \text{ max} = 44280,1 \text{ N.m}$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 60 \times 5 \times 14,20 (22,5 - (5/2))$$

$M_t = 85200 \text{ N.m} \rightarrow M_u \text{ max} < M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table.

\rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{44280,1}{60 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,103$$

$\mu = 0,103 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,136$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_s = \frac{M_u \text{ max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44280,1}{0,946 \cdot 22,5 \cdot 348} = 5,98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5,98 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_u \text{ max} = 31702,6 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{31702,6}{12 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,368$$

$\mu = 0,368 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,607$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,757$$

$$A_s = \frac{M_u \text{ max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31702,6}{0,757 \cdot 22,5 \cdot 348} = 5,35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5,35 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5,35 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3 \text{ HA} 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

$$M_u = 42280,1 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 29927,4 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{42280,1}{29927,4} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,136 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à L.E.L.U seront maintenues.}$$

En Appuis :

$$M_u = 31702,6 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 22418,1 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{31702,6}{22418,1} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à L.E.L.U seront maintenues.}$$

3.2.7 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \quad \left[\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right]$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_u = 42020,8 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{42020,8}{120.225} = 1,556 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3.2.8 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right)$ [3] (page 49)

❖ **Selon le RPA 99 [2]** (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.021cm \\ \bullet S_t \leq 16.2cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.01cm \end{array} \right.$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm} ; 1.2\text{cm} ; 1\text{cm})=0,57\text{cm}$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\varnothing_t=6\text{mm}$

3.2.9 Choix D'armature :

On adopte : $2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s=0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

donc $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

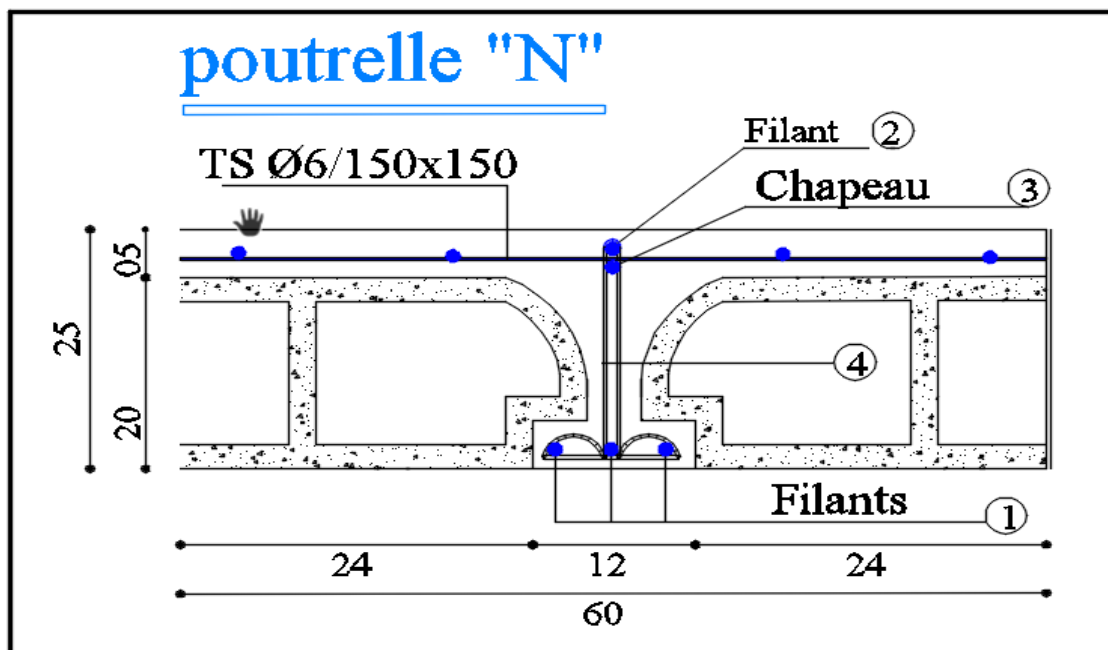


Figure 3. 43 : Dessin de ferrailage

Salle de prière femme :

travée :

ELU :

$$M_u \max = 29916,9 \text{ N.m}$$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 60 \times 5 \times 14,20 (22,5 - (5/2))$$

$$M_t = 69864 \text{ N.m} \rightarrow M_u \max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{29916,9}{60 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,069$$

$\mu = 0,069 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,089$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29916,9}{0,952 \cdot 22,5 \cdot 348} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (4,01 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 4,01 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En travée :

$$M_u \max = 33062,9 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{33062,9}{12 \cdot 22,5^2 \cdot 14,2} = 0,383$$

$\mu = 0,383 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,645$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,742$$

$$A_s = \frac{M_u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33062,9}{0,742 \cdot 22,5 \cdot 348} = 5,69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5,69 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5,69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3 HA 12 = 5,65 cm²

ELS :

En travée :

$$M_u = 33062,9 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 24977,4 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour σ_s ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{33062,9}{24977,4} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.}$$

En Appuis :

$$M_u = 29916,9 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 21774,2 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour σ_s ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{29916,9}{21774,2} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$ } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.
 fissuration peu nuisible

3.2.10 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \quad \left[(A.5.1.2.1.1 \text{ CBA } 93) \right]$$

Avec : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_u = 40329,2 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{40329,2}{120 \cdot 225} = 1,494 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3.2.11 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right)$ [3] (page 49)

❖ **Selon le RPA 99 [2]** (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

- Selon le "RPA 99 version 2003"

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

3.2.12 Choix D'armature :

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

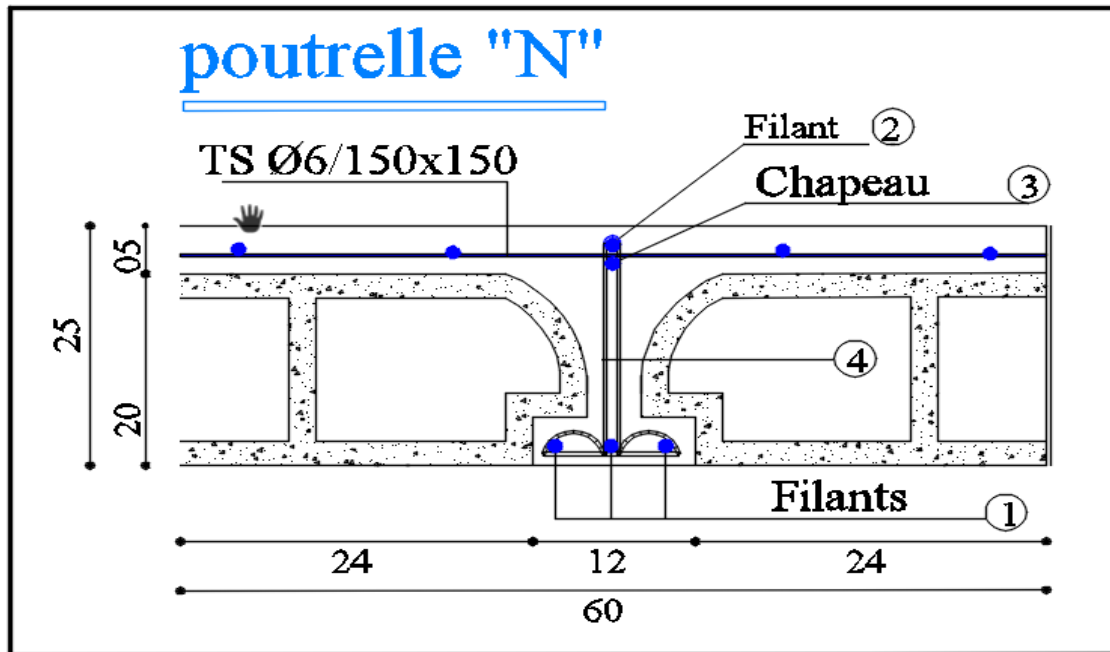


Figure 3. 44 : Dessin de ferrailage

Bibliothèque :

travée :

ELU :

$$M_u \max = 7191,9 \text{ N.m}$$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14,20 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_t = 54528 \text{ N.m} \rightarrow M_u \max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7191,9}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7191,9}{0,987 \cdot 18 \cdot 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,30 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En travée :

$$M_{u \max} = 28777,5 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0=10\text{cm}$ et de hauteur $h=25\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{28777,5}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,321$$

$\mu = 0,321 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,502$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,799$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28777,5}{0,799 \cdot 18 \cdot 348} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5,57 \text{ cm}^2; 1,3 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 5,57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3\text{HA} 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

$$M_u = 28777,5 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 20320,7 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{28777,5}{20320,7} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$ } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.
 fissuration peu nuisible

En Appuis :

$M_u = 7191,9 \text{ N.m}$

$M_{txser} = 5077,7 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$
 acier FeE400
 section rectangulaire

Avec: $\gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{7191,9}{5077,7} = 1,41$

$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119$ (condition vérifiée)

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$ } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.
 fissuration peu nuisible

3.2.13 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$ (A.5.1.2.1.1 CBA 93)

Avec : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_u = 30345,5 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{30345,5}{120 \cdot 180} = 1,404 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3.2.14 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ Selon le CBA 93 (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) [3] \text{ (page 49)}$$

❖ Selon le RPA 99 [2] (page 53)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003.b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12.\phi_t \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 1,275 \text{Mpa}$$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.021 \text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16.2 \text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.01 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm} ; 1.2 \text{cm} ; 1 \text{cm}) = 0,57 \text{cm}$$

- Selon le "RPA 99 version 2003"

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{mm}$

3.2.15 Choix D'armature :

On adopte : **2HA6** = 0,57 cm² de $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

donc $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$

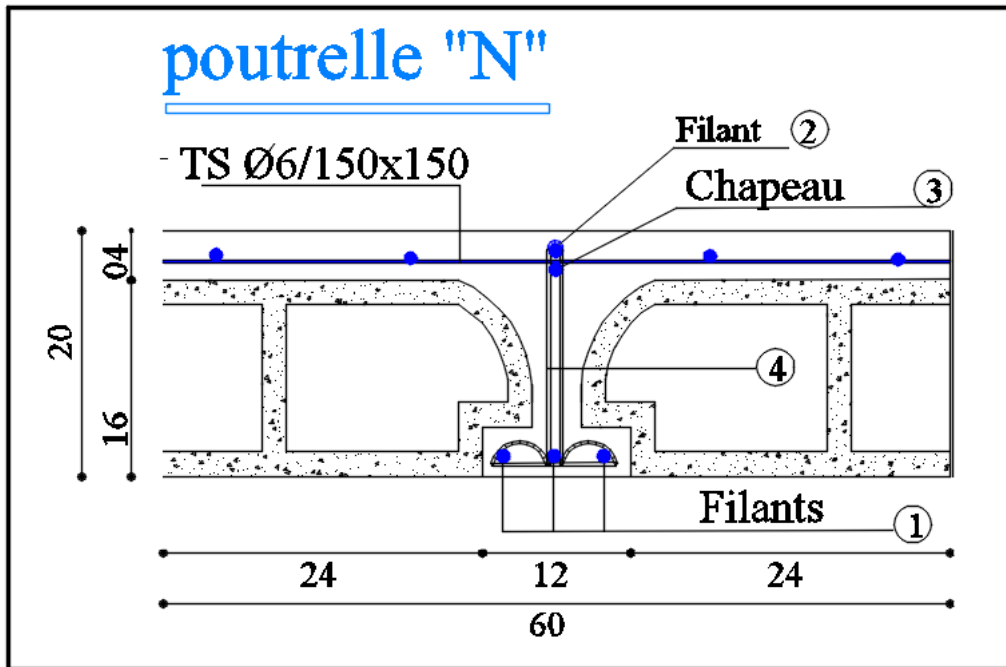


Figure 3. 45 : Dessin de ferrailage

Logement :

travée :

ELU :

$M_u \text{ max} = 12508,1 \text{ N.m}$

- Moment qui équilibre la table de compression :

$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$

$M_t = 60 \times 4 \times 14,20 (18 - (4/2))$

$M_t = 54528 \text{ N.m} \rightarrow M_u \text{ max} < M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table.

\rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12508,1}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,045$

$\mu = 0,045 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,057$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12508,1}{0,977 \cdot 18 \cdot 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2,04 \text{ cm}^2; 1,3 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,04 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{u \max} = 10072,5 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10072,5}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,182$$

$\mu = 0,182 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,253$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,899$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10072,5}{0,899 \cdot 18 \cdot 348} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,79 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$

ELS :

En travée :

$$M_u = 12508,1 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 10726,7 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{12508,1}{10726,7} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

En Appuis :

$$M_u = 10072,5 \text{ N.m}$$

$$M_{txser} = 7350 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{10072,5}{7350} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,119 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

3.2.16 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \quad \left(\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right)$$

$$\text{Avec: } \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 21655,9 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{21655,9}{120 \cdot 180} = 1,003 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.2.17 Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b_o}{10} \right) [3] \text{ (page 49)}$$

❖ **Selon le RPA 99 [2] (page 53)**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_t \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03$
- $S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

On adopte : $\varnothing_t=6\text{mm}$

3.2.18 Choix D'armature :

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s=0,57 \text{ cm}^2$

-Choix Des Espacements

- donc $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$

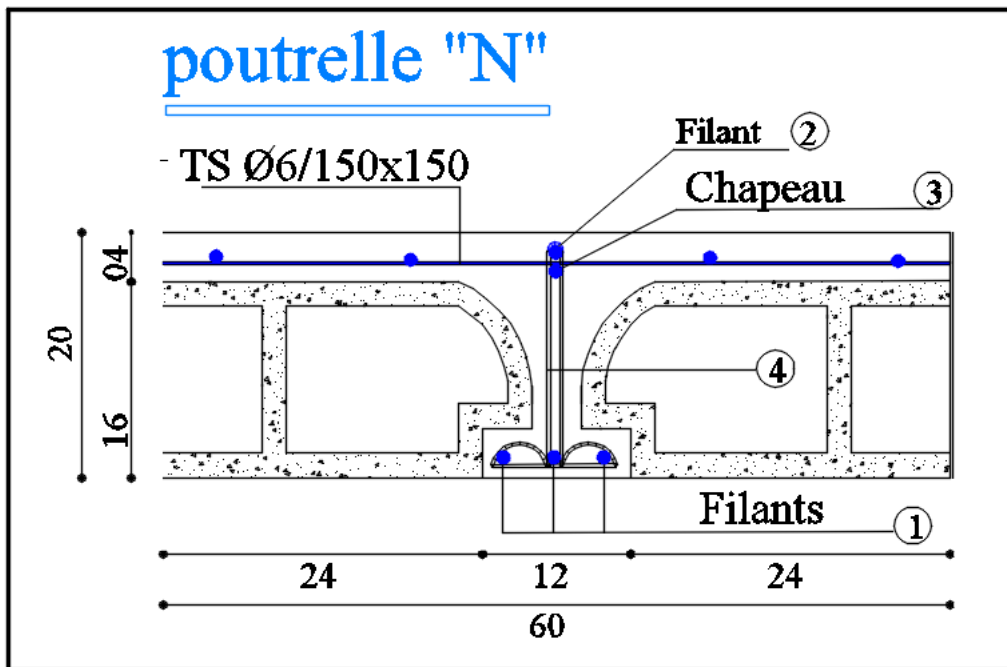


Figure 3. 46 : Dessin de ferrailage

3.3 Calcul des dalles pleines

3.3.1 Définition

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

Dalles appuyées sur 04 cotés.

3.3.2 Méthode de calcul

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, elle-même déduite de la méthode des bandes élastiques.

3.3.2.1 Hypothèse de la méthode :

Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques.

Le matériau est homogène et isotrope.

L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan.

La dalle est infiniment rigide dans son plan.

Les sections planes restent planes après la déformation.

Les déplacements sont faibles.

3.3.2.2 Principe de la méthode :

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenu de l'encastrement créé par la liaison plancher voile).

3.3.2.3 Etapes de calcul :

1^{ère} étape : calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \cdot l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

2^{ème} étape : ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

avec :

M_0 : moment maximal calculé à la 1^{ère} étape.

M_t : moment en travée.

M_e, M_w : moments absolue à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3 M_0, \quad M_t = 0.85 M_0$ travée de rive.

$M_e = 0.5 M_0, \quad M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

Salle de prière J1 :

Ferraillage à l'ELU :

Les dalles reposent sur quatre cotés.

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après [Pratique du BAEL 91-14.5].

$$\varnothing_{MAX} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 8 \text{ cm. } \varnothing_{MAX} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \Rightarrow \text{on prendra } \varnothing = 12 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$C_x = a + \varnothing / 2$$

$$C_y = a + \varnothing + \varnothing / 2$$

$$C_x = 10 + 12 / 2 = 16 \text{ mm}$$

$$C_y = 10 + 12 + 12 / 2 = 28 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 8 - 1,6 = 6,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 8 - 2,8 = 5,2 \text{ cm}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Evaluation des charges :

La dalle la plus sollicitée est celle du RDC.

$$\text{Poids propre ; } G = 624 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Charges variables ; } Q = 400 \text{ Kg / m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.624 + 1.5 \times 0.40 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.624 + 0.400 = 1.02 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

Sens y-y :

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

$$\rho = \frac{3,34}{6,30} = 0,53 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,53^3)} = 0,0921$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,53^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,53)^2) = 0,2219$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis

E.L.U	Calcul des moment isostatique	Sens Lx = . q _u . l _x ²	M0(x)=14,8 KN .m
		Sens Ly= μ _v . M _x	M0(y)=3,29 KN .m
	Calcul des moment sur appui	Mw=0,5*M0(x)	Mw=7 ,41 KN.m
		Me=0,5*M0(x)	Me=7,41 KN.m
		Mn=0,5*M0(y)	Mn=1,64 KN.m
		Ms=0,5*M0(y)	Me=1,64KN.m
	Calcul des moment sur travée	Mt(x)=0,75M0(x)	Mt(x)=11,11
		Mt(y)=0,75 M0(y)	Mt(y)=2,47
	Ferrailage sur travée sens Lx Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur b=1m	Ax(trv)=2 ,33
			Ax(w)=1,54
Ax(e)=1,54			
Ferrailage sur travée sens Ly Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur b=1m	Ay(trv)=0,51	
		Ay(w)=0,34	
		Ay(e)=0,34	
E.L.S	Calcul des moment isostatique	Sens Lx = . q _s . l _x ²	M0(x)=10,48 KN .m
		Sens Ly= μ _v . M _x	M0(y)=2,33 KN .m
	Calcul des moment sur appui	Mw=0,5*M0(x)	Mw=5,24KN.m
		Me=0,5*M0(x)	Me=5,24KN.m
		Mn=0,5*M0(y)	Mn=1,17 KN.m
		Ms=0,5*M0(y)	Me=1,17 KN.m
	Calcul des moment sur travée	Mt(x)=0,75M0(x)	Mt(x)=7 ,86 KN.m
		Mt(y)=0,75 M0(y)	Mt(y)=1,17 KN.m
Vérification de la contrainte de cisaillement			
	Effort tranchant maximale	Tu=(qu*Ly*Lx)/(2*Lx+Ly)	Tu=19,04 KN
	Contrainte tangente	tu=Tu/(b*d*100)	τu = 0,136 MPa
	Contrainte tangente admissible	$\bar{\tau u} = 0,05 \times f_{c28}$	$\bar{\tau u}=1,167$ MPa
	verification	τu < $\bar{\tau u}$ adm	Vérifier

Choix des armature :

Sens x-x :

Travée :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 7,86 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{11,11}{7,86} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 5,24 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{7,41}{5,24} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Choix des armature :

Sens y-y :

Travée :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 1,17 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{2,47}{1,17} = 2,11$$

$$\frac{2,11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,805 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15\text{MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.}$$

Appui :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 1,17 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{1,64}{1,17} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15\text{MPa} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.}$$

Salle de prière J2 :

Les dalles reposent sur quatre cotés.

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après [Pratique du BAEL 91-14.5].

$$\phi_{MAX} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 12 \text{ cm. } \phi_{MAX} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 12 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a=10$ mm

$$C_x = a + \phi / 2$$

$$C_y = a + \phi + \phi / 2$$

$$C_x = 10 + 12 / 2 = 16 \text{ mm}$$

$$C_y = 10 + 12 + 12 / 2 = 28 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 8 - 1,6 = 6,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 8 - 2,8 = 5,2 \text{ cm}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Evaluation des charges :

La dalle la plus sollicitée est celle du RDC.

Poids propre ; $G = 624 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Charges variables ; $Q = 400 \text{ Kg} / \text{m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.624 + 1.5 \times 0.40 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 0.624 + 0.400 = 1.02 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :**Sens y-y :**

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

$$\rho = \frac{5,60}{6,40} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,88^3)} = 0,046$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,53^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,53)^2) = 0,778$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

E.L.U	Calcul des moment isostatique	Sens $L_x = . q_u \cdot l_x^2$	$M_0(x)=20,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		Sens $L_y = \mu_v \cdot M_x$	$M_0(y)=16,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur appui	$M_w=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_w=10,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_e=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_e=710,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_n=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_n=8,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_s=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_s=8,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur travée	$M_t(x)=0,75 M_0(x)$	$M_t(x)=15,61 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_t(y)=0,75 M_0(y)$	$M_t(y)=12,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Ferrailage sur travée sens L_x Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur $b=1 \text{ m}$	$A_x(\text{trv})=3,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
			$A_x(w)=2,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
			$A_x(e)=2,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
	Ferrailage sur travée sens L_y Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur $b=1 \text{ m}$	$A_y(\text{trv})=2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
$A_y(w)=1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$			
$A_y(e)=1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$			
E.L.S	Calcul des moment isostatique	Sens $L_x = . q_s \cdot l_x^2$	$M_0(x)=14,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		Sens $L_y = \mu_v \cdot M_x$	$M_0(y)=11,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur appui	$M_w=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_w=7,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_e=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_e=7,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_n=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_n=5,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_s=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_s=5,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur travée	$M_t(x)=0,75 M_0(x)$	$M_t(x)=11,00 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_t(y)=0,75 M_0(y)$	$M_t(y)=8,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$
Vérification de la contrainte de cisaillement			
	Effort tranchant maximale	$T_u = (q_u \cdot L_y \cdot L_x) / (2 \cdot L_x + L_y)$	$T_u = 28,10 \text{ KN}$
	Contrainte tangente	$\tau_u = T_u / (b \cdot d \cdot 100)$	$\tau_u = 0,201 \text{ MPa}$
	Contrainte tangente admissible	$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$	$\bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$
	verification	$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ adm}$	Vérifier

Choix des armature :

Sens x-x :

Travée :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 11,00 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{15,61}{11,00} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

3T12 $\rightarrow A = 5,65cm^2/ml$

T12 $\rightarrow e=20$ cm

✓ Etat limite de service (ELS) :

$M_{txser}=7,33$ KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

Avec: $\gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{10,40}{7,33} = 1,41$

$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050$ (condition verifiée)

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Choix des armature :

Sens y-y :

Travée :

3T12 $\rightarrow A = 5,65 cm^2/ml$

T12 $\rightarrow e=20$ cm

✓ Etat limite de service (ELS) :

$M_{txser}=8,66$ KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

Avec: $\gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{12,14}{8,66} = 1,41$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{\text{txser}} = 5,78 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{\text{tul}}}{M_{\text{tser}}} = \frac{8,09}{5,78} = 1,40$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Salle de prière femme :

Les dalles reposent sur quatre cotés.

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après [Pratique du BAEL 91-14.5].

$$\phi_{\text{MAX}} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 16 \text{ cm. } \phi_{\text{MAX}} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 12 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$C_x = a + \phi / 2$$

$$C_y = a + \phi + \phi / 2$$

$$C_x = 10 + 12/2 = 16 \text{ mm}$$

$$C_y = 10 + 12 + 12/2 = 28 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 8 - 1,6 = 6,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 8 - 2,8 = 5,2 \text{ cm}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Evaluation des charges :

La dalle la plus sollicitée est celle du RDC.

$$\text{Poids propre ; } G = 624 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Charges variables ; } Q = 400 \text{ Kg / m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.624 + 1.5 \times 0.400 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 0.624 + 0.400 = 1.02 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

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

$$\rho = \frac{5,24}{5,44} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,88^3)} = 0,039$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,53^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,53)^2) = 0,743$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis

E.L.U	Calcul des moment isostatique	Sens $L_x = . q_u \cdot l_x^2$	$M_0(x)=14,62 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		Sens $L_y = \mu_v \cdot M_x$	$M_0(y)=10,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur appui	$M_w=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_w=7,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_e=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_e=7,33 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_n=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_n=5,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_s=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_s=5,44 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur travée	$M_t(x)=0,75 M_0(x)$	$M_t(x)=10,96 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_t(y)=0,75 M_0(y)$	$M_t(y)=8,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Ferrailage sur travée sens L_x Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur $b=1 \text{ m}$	$A_x(\text{trv})=2,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
			$A_x(w)=1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
			$A_x(e)=1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
	Ferrailage sur travée sens L_y Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur $b=1 \text{ m}$	$A_y(\text{trv})=1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
$A_y(w)=1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$			
$A_y(e)=1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$			
E.L.S	Calcul des moment isostatique	Sens $L_x = . q_s \cdot l_x^2$	$M_0(x)=10,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		Sens $L_y = \mu_v \cdot M_x$	$M_0(y)=7,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur appui	$M_w=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_w=5,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_e=0,5 \cdot M_0(x)$	$M_e=5,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_n=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_n=3,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_s=0,5 \cdot M_0(y)$	$M_s=3,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	Calcul des moment sur travée	$M_t(x)=0,75 M_0(x)$	$M_t(x)=7,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$
		$M_t(y)=0,75 M_0(y)$	$M_t(y)=5,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$
Vérification de la contrainte de cisaillement			
	Effort tranchant maximale	$T_u = (q_u \cdot L_y \cdot L_x) / (2 \cdot L_x + L_y)$	$T_u = 25,51 \text{ KN}$
	Contrainte tangente	$\tau_u = T_u / (b \cdot d \cdot 100)$	$\tau_u = 0,182 \text{ MPa}$
	Contrainte tangente admissible	$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$	$\bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$
	verification	$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ adm}$	vérifier

Choix des armature :

Sens x-x :

Travée :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 7,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b) = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{10,69}{7,80} = 1,37$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 5,20 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{7,33}{5,20} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition verifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Choix des armature :

Sens y-y :

Travée :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 5,80 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{8,17}{5,80} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{\text{txser}} = 3,87 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{\text{tul}}}{M_{\text{tser}}} = \frac{5,44}{3,87} = 1,40$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{ MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Bibliothèque :

Les dalles reposent sur quatre cotés.

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après [Pratique du BAEL 91-14.5].

$$\phi_{\text{MAX}} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 16 \text{ cm. } \phi_{\text{MAX}} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 12 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$C_x = a + \phi / 2$$

$$C_y = a + \phi + \phi / 2$$

$$C_x = 10 + 12/2 = 16 \text{ mm}$$

$$C_y = 10 + 12 + 12/2 = 28 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 8 - 1,6 = 6,4 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 8 - 2,8 = 5,2 \text{ cm}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Evaluation des charges :

La dalle la plus sollicitée est celle du RDC.

$$\text{Poids propre ; } G = 624 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Charges variables ; } Q = 400 \text{ Kg / m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.624 + 1.5 \times 0.400 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.624 + 0.400 = 1.02 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant :

Sens y-y :

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

$$\rho = \frac{4,00}{4,74} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,84^3)} = 0,052$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,53^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,84)^2) = 0,688$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

E.L.U	Calcul des moment isostatique	Sens Lx = $. q_u \cdot l_x^2$	M0(x)=12,00 KN .m
		Sens Ly= $\mu_v \cdot M_x$	M0(y)=8,26 KN .m
	Calcul des moment sur appui	Mw=0,5*M0(x)	Mw=6,00KN.m
		Me=0,5*M0(x)	Me=6,00KN.m
		Mn=0,5*M0(y)	Mn=4,13KN.m
		Ms=0,5*M0(y)	Me=4,13KN.m
	Calcul des moment sur travée	Mt(x)=0,75M0(x)	Mt(x)=9,00 KN.m
		Mt(y)=0,75 M0(y)	Mt(y)=6,19 KN.m
	Ferrailage sur travée sens Lx Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur b=1m	Ax(trv)=1,88 cm ² /ml
			Ax(w)=1,25 cm ² /ml
			Ax(e)=1,25 cm ² /ml
	Ferrailage sur travée sens Ly Ferrailage sur appui Ferrailage sur appui	Largeur b=1m	Ay(trv)=1,29 cm ² /ml
Ay(w)=0,85 cm ² /ml			
Ay(e)=0,85cm ² /ml			
E.L.S	Calcul des moment isostatique	Sens Lx = $. q_s \cdot l_x^2$	M0(x)=8,52 KN .m
		Sens Ly= $\mu_v \cdot M_x$	M0(y)=5,86 KN .m
	Calcul des moment sur appui	Mw=0,5*M0(x)	Mw=4,26KN.m
		Me=0,5*M0(x)	Me=4,26KN.m
		Mn=0,5*M0(y)	Mn=2,93KN.m
		Ms=0,5*M0(y)	Me=2,93KN.m
	Calcul des moment sur travée	Mt(x)=0,75M0(x)	Mt(x)=6,39 KN.m
		Mt(y)=0,75 M0(y)	Mt(y)=4,39 KN.m
Vérification de la contrainte de cisaillement			
	Effort tranchant maximale	Tu=(qu*Ly*Lx)/(2*Lx+Ly)	Tu=220,29 KN
	Contrainte tangente	tu=Tu/(b*d*100)	tu = 0,145 MPa
	Contrainte tangente admissible	$\bar{tu} = 0,05 \times f_{c28}$	$\bar{tu}=1,167$ MPa
	verification	$tu < \bar{tu} adm$	Vérifier

Choix des armature :

Sens x-x :

Travée :

3T12 → A = 5,65 cm²/ml

T10 → e=20 cm

✓ Etat limite de service (ELS) :

Mtxser=6,39KN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } ⇒ si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b) = 0,6 \times f_{c28}$

Avec: $\gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{9,00}{6,39} = 1,41$

$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050$ (condition vérifiée)

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 4,26 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{6,00}{4,26} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition verifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15MPa$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Choix des armature :

Sens y-y :

Travée :

$$3T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{txser} = 4,39 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune verification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tul}}{M_{tser}} = \frac{6,19}{4,39} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.

Appui :

$$3\text{T12} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T12} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{\text{txser}} = 2,93 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \overline{\sigma_s})$

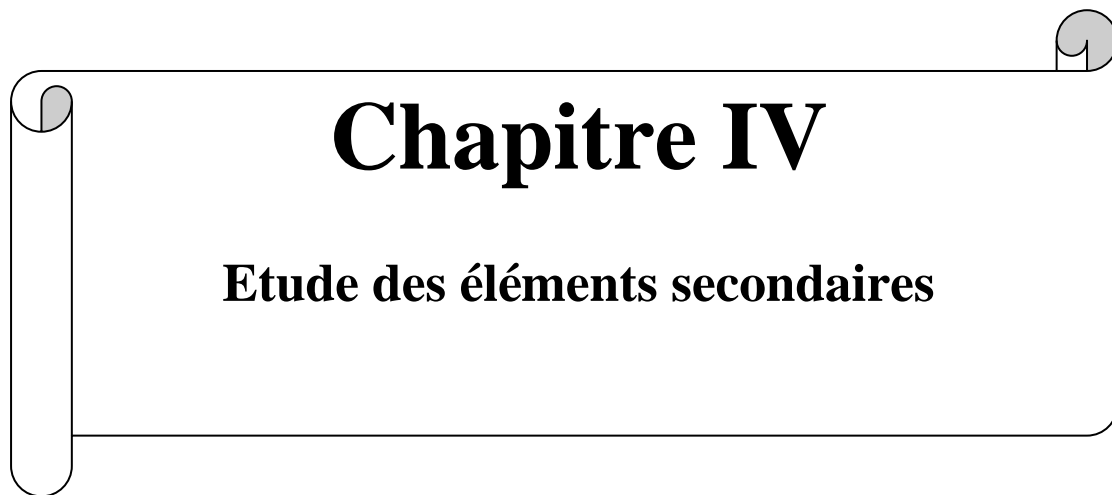
Flexions simple
acier FeE400
section rectangulaire } \Rightarrow si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow (\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 0,6 \times f_{c28}$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{\text{tul}}}{M_{\text{tser}}} = \frac{4,13}{2,93} = 1,40$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > 0,050 \text{ (condition vérifiée)}$$

Conclusion :

$(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}) = 15 \text{MPa}$
fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées a L.E.L.U seront maintenues.



Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

4 Chapitre 4 :

4.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère et l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003

4.2 Etude de l'acrotère :

4.2.1 Calcul du ferrailage

➤ Détermination des sollicitations :

Le poids propre Wp :

$$Wp = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.08 \times 0.10) + (0.60 \times 0.10) \right] \times 1 = 172.5 \text{ daN.}$$

La force horizontale Fp :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp \rightarrow \text{RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3.}$$

A : coefficient d'accélération de la zone ; $A = 0,15$ (RPA99. (Version 2003) Tableau 4.1).

Cp : Facteur de force horizontale $Cp = 0,8$ (RPA99 (Version 2003) Tableau 6.1).

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 172.5 \Rightarrow Fp = 82.8 \text{ daN.}$$

4.2.2 Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (ELUR) :

$$Nu = 1.35 \times Wp \Rightarrow Nu = 1.35 \times 172.5 \Rightarrow Nu = 232.875 \text{ daN.}$$

$$Mu = 1.5 \times Fp \times L \Rightarrow Mu = 1.5 \times 93.6 \times 0.6 \Rightarrow Mu = 84.24 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite service (ELS) :

$$N_{ser} = Wp \Rightarrow N_{ser} = 172.5 \text{ daN.}$$

$$M_{ser} = Fp \times L \Rightarrow 93.6 \times 0.6 = 56.16 \text{ da.N}$$

4.2.3 Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100 × 10) cm².

➤ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

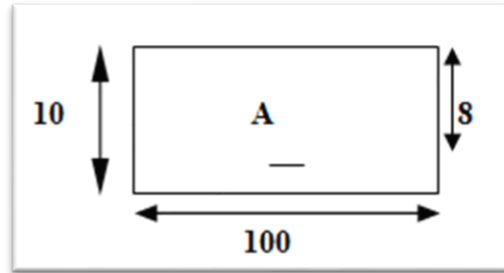


Figure IV.1 :section du calcul

➤ **Calcul de l'excentricité :**

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{84.24}{232.875} = 0.361 \text{ m} .$$

$$e_0 = 0.361 > \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}.$$

$e = 53.4 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$, donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M₁

$$M_1 = N_u \times e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 232.875 \times \left(0.361 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) \Rightarrow M_f = 91.05 \text{ daN.m}$$

4.2.4 Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{910.5}{14.20 \times 100 \times 8^2} = 0.01$$

$\mu = 0.01 < \mu_{AB} = 0.186 < 0,392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0144)}) \Rightarrow \alpha = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times (0.018) \Rightarrow \beta = 0.9928$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{910.5}{348 \times 0.9928 \times 8} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.33 - \frac{2328.75}{100 \times 348} = 0.26 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) \Rightarrow A_t = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ ./ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

Choix des armatures : $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

(T10 \longrightarrow $e = 20\text{cm}$).

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : $A_r = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

(T8 \longrightarrow $e = 20 \text{ cm}$).

4.2.5 Vérification des contraintes:

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$M_s = 0.825 \text{ KN.m et } 1.725 \text{ Ns} = \text{KN.}$$

$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0.825}{1.725} \Rightarrow e = 0,47 \text{ m.} \Rightarrow$ le centre de pression se à l'extérieur de la section donc **SPC**.

$C = e + h/2 = 0,47 + 0,1/2 = 0,52 \text{ m}$ et puisque N est un effort de compression donc $C = -0,52 \text{ m}$.

$$p = -3(-c)^2 + \frac{90A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -3(-52)^2 + \frac{90 \times 1.57}{100} \times (10 + 52) = -8024.394 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-c)^3 - \frac{90A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = -2(-52)^3 - \frac{90 \times 1.57}{100} \times (10 + 52)^2 = 275784.428 \text{ cm}^2.$$

y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$Y_2^3 - PY_2 + q = 0.$$

$$Y_2^3 - 8024.394 Y_2 + 286647.527 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 \Rightarrow (275784.428)^2 + \frac{4(-8024.394)^3}{27} = -490792847.5 < 0$$

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = \left[\frac{3(275784.428)}{2(-8024.394)} \sqrt{\frac{-3}{-8024.394}} \right] = -0.996 \Rightarrow \varphi = 174,87^\circ;$$

$$a = 2 \times \sqrt{-p/3} = 103.44$$

Après itération on trouve : $y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23})$

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 54.37 \text{ cm.}$$

- $Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 49.02 \text{ cm.}$
- $Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120) = -103.39 \text{ cm.}$

La solution qui convient : $y_2 = 54.37 \text{ cm.}$

Car : $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 54.37 - 52 = 2.37 \leq 10 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 2,37 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,37 \text{ cm.}$

4.2.6 CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION :

$$S^* = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[\lambda(y_1 - d) - A(d - y_1)] = \frac{100 \times 2.37^2}{2} + 15[-2.36 \times (8 - 2.37)], \text{ avec : } \lambda = 0$$

$$S^* = 81.53 \text{ cm}^3$$

➤ CONTRAINTE DU BETON

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{1725}{100 \times 81.53} =$$

$$K = 0,21$$

➤ Contrainte de l'acier

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,21 \times 2,37 = 0,71 \Rightarrow \sigma_b = 0,4977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (8 - 2,37) \Rightarrow \sigma_s = 17,73 \text{ MPa}$$

Les contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

4.2.7 vérification au cisaillement:

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

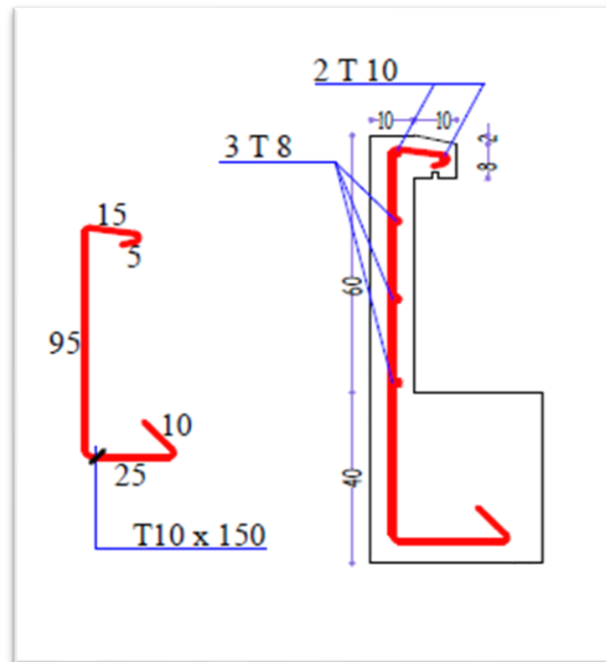


Figure IV-2 : Dessin ferrailage de l'acrotère

4.3 Les escaliers

4.3.1 Définitions:

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Il permet de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

L'escalier se compose généralement d'un certain nombre de **marches** qui définit la hauteur d'étage . Elle peut être porteuse ou portée sur une pailasse.

La pailasse:

Est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier. Elle repose sur les paliers ou les planchers .

Palier de repos:

On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite **palier de repos**. Elle permet aux utilisateurs de se reposer.

L'emmarchement: la longueur d'une marche.

Le giron (g): la largeur d'une marche.

h: la hauteur d'une marche.

Garde corps: a pour rôle d'éviter les risques de chute.

4.3.2 Choix des dimensions :**a) Condition d'accès facile:**

Pour qu'un escalier puisse être l'objet d'un escalier monté sans difficulté, on doit respecter la condition de la formule de **BLONDEL** qui permet de déterminer les valeurs de h et g en fonction du module **m** correspondant la longueur du pas: $m = 2 \times h + g$ avec: $57 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

La hauteur à monter H correspond à un nombre n (entier) de la marche $H = n \times h$ (hauteur de la marche).

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

b) Condition de dégagement rapide des escaliers :

$0,75 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1 \text{ m}$ pour les pavillons.

$1,25 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1,50 \text{ m}$ pour les collectifs.

c) Condition de sécurité : les gardes corps.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier :

d) marche porteuse : c'est un type pour lequel, la marche est considérée comme élément porteur, en recevant la totalité des charges et, elle se calcule comme une console.

e) A poutre porteuse : l'élément résistent dans ce type d'escalier étant la poutre qui fonctionne comme une poutre et marches ne participent pas à la résistance, et sont considérées comme une charge morte.

4.3.3 Vérification de pré dimensionnement**Salle prière J1 :**

- Emmarchement $(E) \leq \text{largeur du palier } L_p$

$$E = 1.60 \text{ m} \leq \text{largeur } P = 1.72 \text{ m}$$

- pente α (30° à 40°)

$$\tan \alpha = \frac{\text{demi hauteur}}{\text{longueur horizontale}} = \frac{85}{140} \rightarrow \alpha = 31,26^\circ = 31^\circ \rightarrow \text{bon}$$

- Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = 64 \text{ cm (usage d'habitation)}$$

$$H = n \cdot h \rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n-1) \cdot g \rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale du volée.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 85 + 140) + 2 \times 85 = 0$$

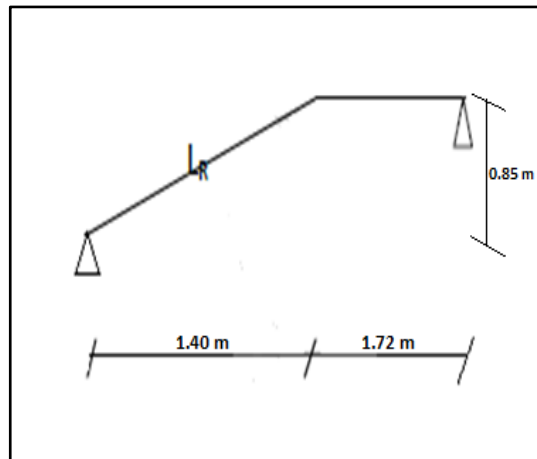
$$64n^2 - 374n + 170 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 310,413$$

$$n = \frac{374 + 310,413}{2(64)} = 5 \text{ et } (n-1) = 4$$

On prend :

$$n=5 \text{ nombre des contre marches } \rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm}$$

$$n-1 = 4 \text{ nombre des marches } \rightarrow g = \frac{140}{4} = 30 \text{ cm}$$



- La relation de Blondel :

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifie}$$

Détermination du longueur du volé :

$$L_R = \sqrt{85^2 + 140^2} = 164 \text{ cm} = 1,64 \text{ m}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq ep \leq \frac{L_R}{20} \rightarrow \frac{164}{30} \leq ep \leq \frac{164}{20} \rightarrow$$

En prend $ep = 15 \text{ cm}$.

1.1.Descente des charges :**Palier :**

$$G_{palier} = 4.97 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q_{palier} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Volé :

$$G_{volée} = 7.31 \text{ KN/m}^2 ; Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

1.2.Les combinaisons des charges :**ELU :**

$$1.35G + 1.5Q$$

Palier :

$$G_{palier} = 4.97 \text{ KN/m}^2 ; Q_{palier} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ultime_{palier}} = 1.35 (4.97) + 1.5(2.5) \rightarrow Q_{ultime_{palier}} = 10.46 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 10.46 \text{ KN/m}$$

Volée (paillasse) :

$$G_{volée} = 7.31 \text{ KN/m}^2 ; Q_{volée} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ultime_{volée}} = 1.35 (7.31) + 1.5(2.5) \rightarrow Q_{ultime_{volée}} = 13.62 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 13.62 \text{ KN/m}$$

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est $Q=2.5\text{KN/m}^2$

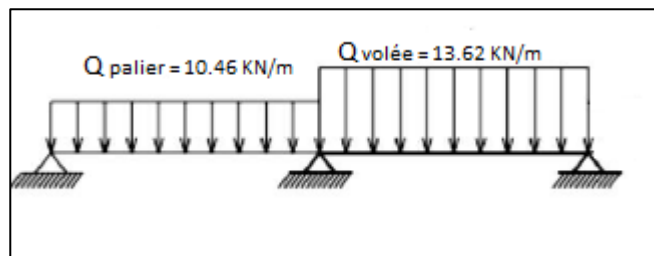


Figure IV.3 : Les charges appliquées sur volée et palier

ELS :

$$G + Q$$

$$\text{Palier : } (4.97) + (2.5) = 7.47 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_{service_{palier}} = 7.47 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 7.47 \text{ KN/m}$$

$$\text{Volée (paillasse) : } (7.31) + (2.5) = 9.81 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_{service_{volée}} = 9.81 \text{ KN/m}^2 \times 9.81 \text{ KN/m}$$

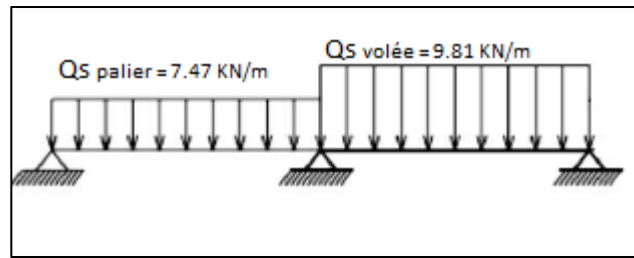


Figure IV.4 :uniformité des charges a ELU

On ne peut pas résoudre le problème parce que les charges sont différentes le long de l'élément

→ on calcule les charges moyennes à ELU et ELS :

$$Q_{moyennes} = \frac{10.46 \times 1.72 + 13.62 \times 1.40}{1.72 + 1.40}$$

$$Q_{moyennes (ELU)} = 11.88 \text{ KN/m}$$

$$Q_{moyennes} = \frac{7.47 \times 1.72 + 9.81 \times 1.40}{1.72 + 1.40}$$

$$Q_{moyennes (ELS)} = 8.52 \text{ KN/m}$$

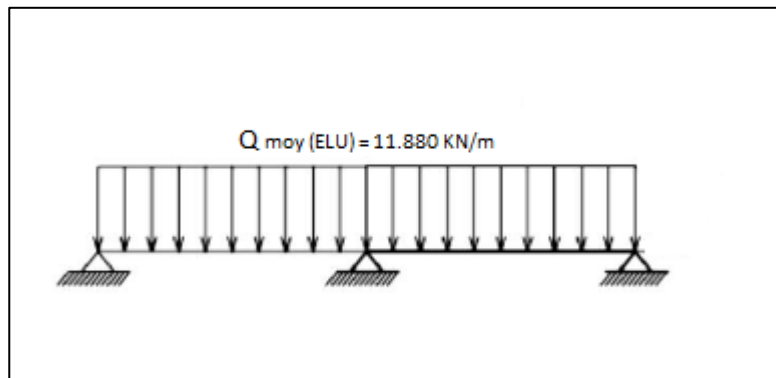


Figure IV.5 :uniformité des charges a ELU

ort

1.3.Calcul les sollicitations :

ELU :

Effort tranchant	Mappui	Mtravée
-1.238	-3.728	2.727

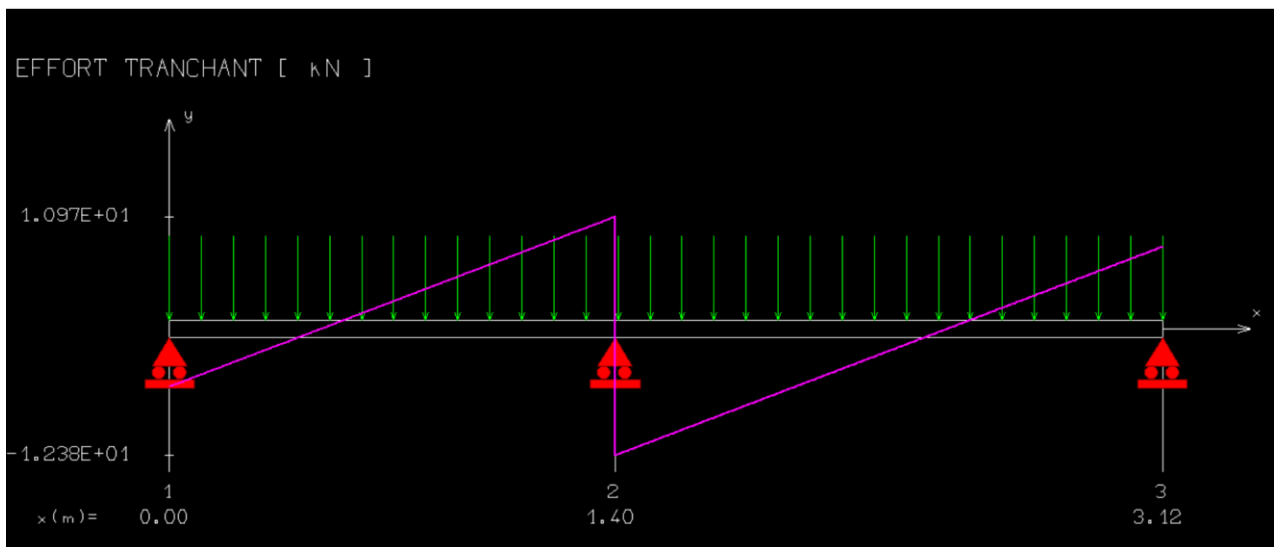
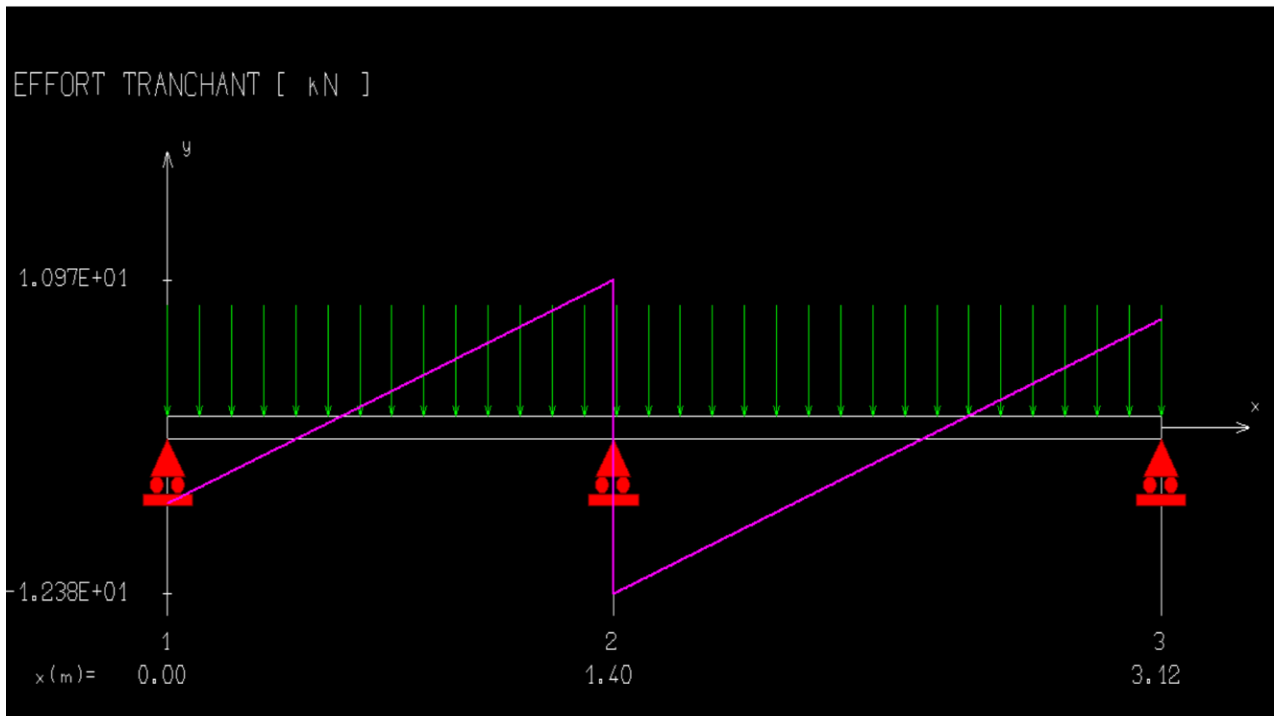


Figure IV.6 :solllicitation des charges a ELU

ELS :

Mappui	Mtravée
-2.674	1.956

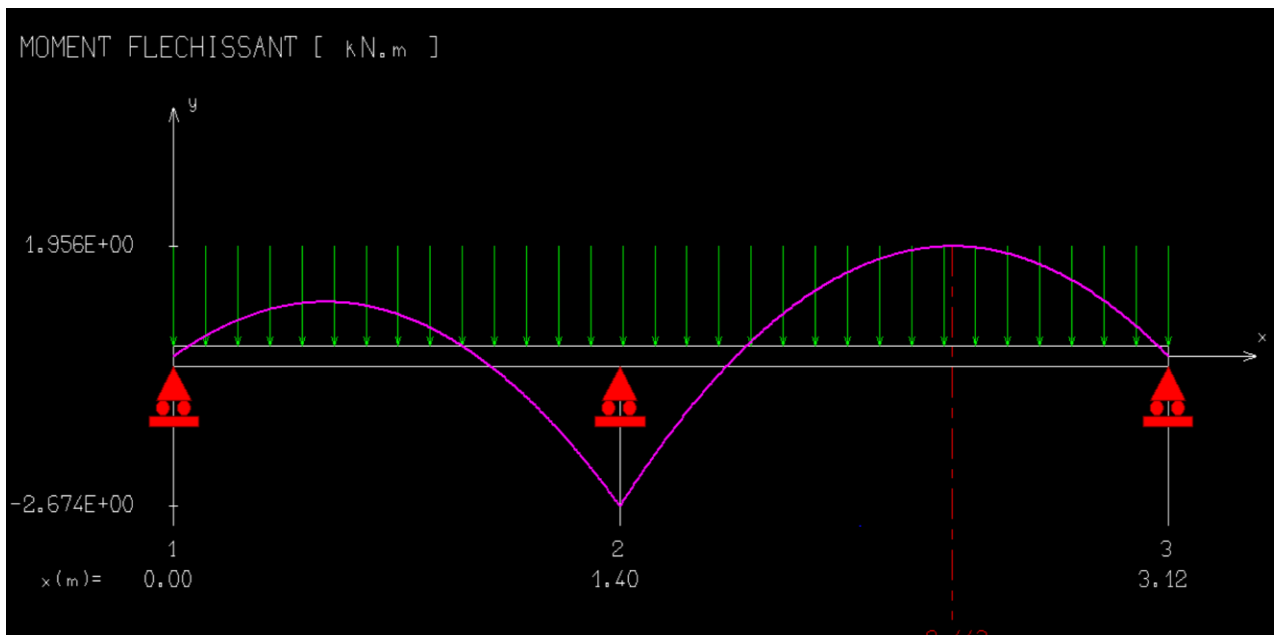

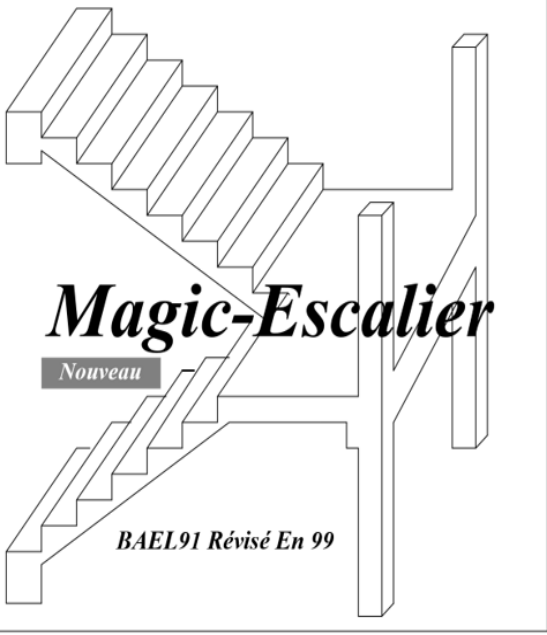


Figure IV.7 :solllicitation des charges a ELS

4.4 Calcul ferrailage :



Ingénierie & Programmation Tél : 075-52-60-65 Email : Magic-Calcul@Voila.Fr



Magic-Escalier
Nouveau
BAEL91 Révisé En 99

Nomenclature Des Aciers		
<i>Repère</i>	<i>Diamètre</i>	<i>Espacement</i>
①	2T12	11,92 Cm
②	2T12	11,92 Cm
③	2T12	11,92 Cm
④	T12	09/ ml
⑤	T12	/ Marche
⑥	T12	20.00 Cm
⑦	T12	1/m ² Ecarteurs

Recommandations

Béton Dosé à 350 Kg/m³

Longueur de recouvrement [50 x Diamètre]

Les armatures doivent etres parfaitement dressées

Enrobage de 2.5 à 3 cm

Marche porteuse :

$$H_{moy} = \frac{Z_1 + Z_2}{2} = \frac{2Z_1 + H}{2}$$

$$Z_1 = \frac{ep^2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54)} = 6.90 \text{ cm}$$

$$H_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

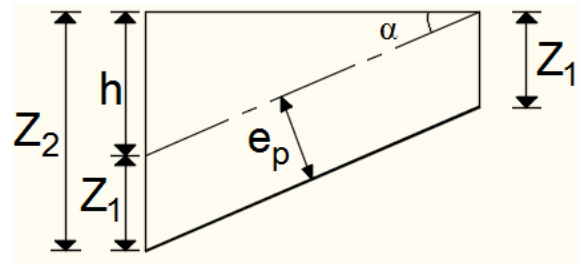


Fig.IV.8: Schéma de la marche porteuse.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (1.04xg)	/	/	0.31
Revêtement vertical 1,04 x (h)	/	/	0.18
Poids propre des marches 25 x h _{moy} x 0.3	/	/	1.15
Enduit en ciment 0.18 x g x 1.5 / cos ² α	/	/	0.11
Charge permanent G(KN/m²)			1,75
Charge d'exploitation Q(KN/m²)			2,50

b) Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ Q₃ = 2,5 x 0,3 ⇒ Q₃ = 0,75 KN/ml

c) Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_3^u = 1,35G_3 + 1,5Q_3 = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 0,75 = 3,49 \text{ KN/ml.}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_3^{ser} = G_3 + Q_3 = 1,75 + 0,75 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

IV.1.3- Calcul du ferrailage :

A. Marches porteuses :

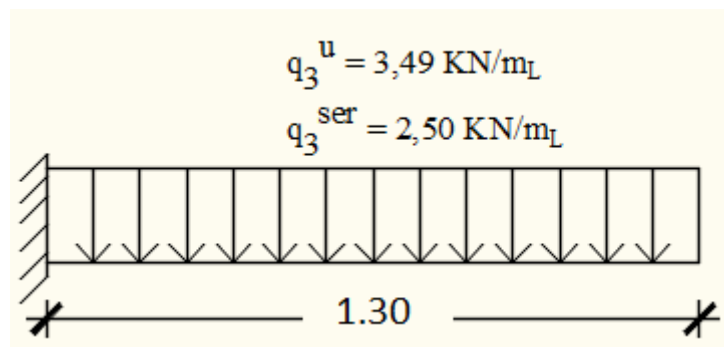


Fig.IV.9 : Schéma statique de la marche porteuse.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 3,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = - \frac{\bar{q}_3^u \times l^2}{2} = - \frac{3.49 \times 1.30^2}{2} = 2.94 \text{ KN m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2940}{14,2 \times 100 \times (13,4)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.944$$

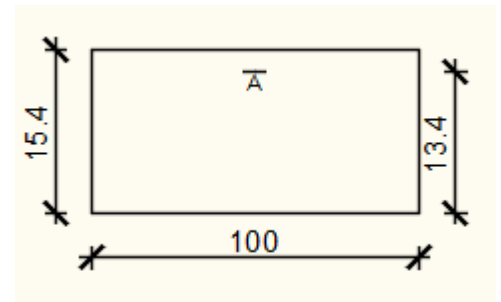


Fig.IV.10: Section de calcul.

Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2940}{348 \times 0.944 \times 13.4} = 0.66 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1.92 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{1,92}{400} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0.66 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 2.50 \text{ KN/mL}$$

$$M_{\text{ser}} = - \frac{\bar{q}_3^{\text{ser}} \times l^2}{2} = - \frac{2.50 \times 1.30^2}{2} = - 2.11 \text{ KN m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2.94}{2.11} = 1.39$$

$$\alpha = 0.14 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{22}{100} = 0.415 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13.2 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = \bar{q}_3^u \cdot L' = 3,49 \times 1,30 = 4.54 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis [CBA93/A.5.1.3] :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28} / a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,4 \Rightarrow a = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 4540 \text{ KN} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 22 \times 10^2 = 2125421.3 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[4540 + \frac{2940}{0,9 \times 13.4} \right] \times 10^{-2} = 0.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4540}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 2.93 \text{ Mpa}$$

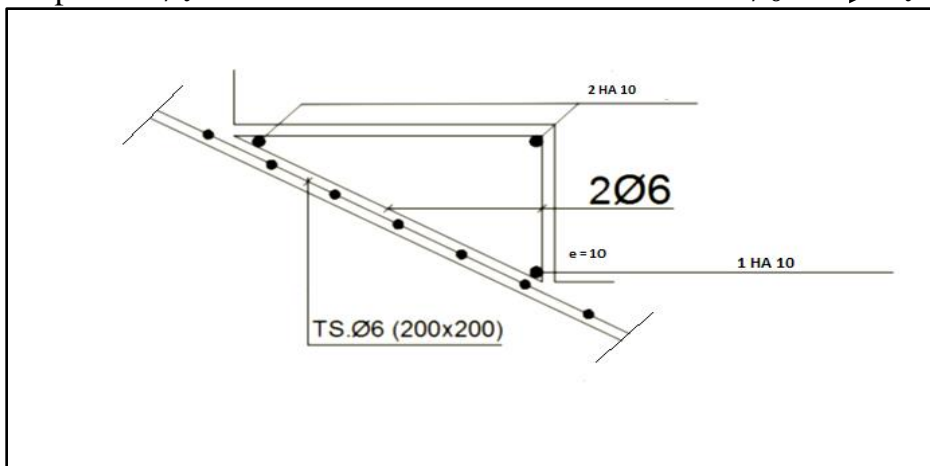
$\tau_u = 0.11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.93 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{15.4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0.44 \text{ cm} = 4,4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$



IV.1.3- Poutre Brisé :

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicité par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.

IV.1.3.1- Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche :

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

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

• $b \geq 20\text{cm}$;

• $h \geq 30\text{cm}$ et

$$L = (2 \times 1.30) + \left(\frac{1.20}{\cos 29.54} \right) = 4.08 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{4.08}{15} \leq h \leq \frac{4.08}{10} \Rightarrow 27.20\text{cm} \leq h \leq 40.80\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $0.25 \leq \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

Donc; la section de la poutre brisée est de dimensions **(30× 35) cm²**

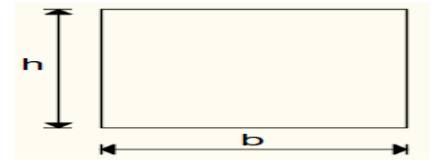


Fig.II.1.15: Section transversale de la poutre brisée

IV.1.3.2- Evaluation des charges :

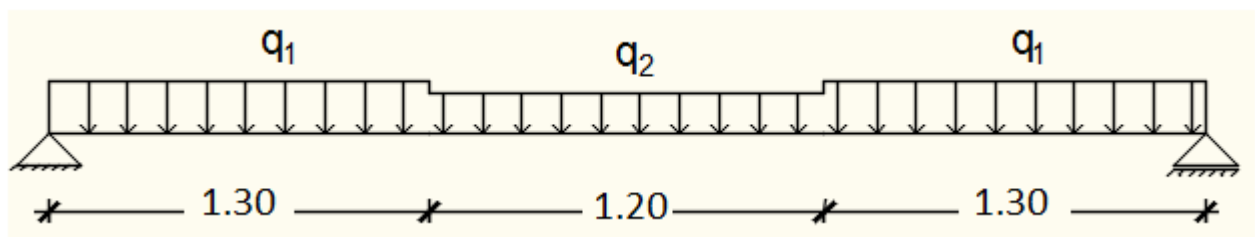


Fig. IV.1.16 : Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

g_p ; **g_{mur}** : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q₁ : Charge uniformément répartie due aux réactions de la pailleuse porteuse ;

q₂ : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses et

q_{éq} : Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

• Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 \Rightarrow g_p = 3.375 \text{ daN/ml}$$

• Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 34 \text{ cm} \Rightarrow g_{\text{mur}} = 292 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3.40 - 0.40 = 3\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} g'_{\text{mur}} = 292 \times \frac{3}{2} = 438 \text{ daN/ml} \end{array} \right\}$$

• **Combinaison fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u^1 = R_B^u = 3017 \text{ daN/ml} \cdot 10,58$$

$$q_u^3 = R_B^u = 3017 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^2 = \frac{n \times q_u \times l}{L} \quad / \quad \text{Giron } g = \frac{L}{n-1} \quad (n: \text{ nombre des contres marches}) \Rightarrow \frac{q_u \times L}{g}$$

$$\Rightarrow q_u^2 = \frac{3017 \times 1.30}{0.3} = 13073.66 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{13073.66 \times 1.20 + 2 \times 3017 \times 1.30}{1.20 + 2 \times 1.30} + (262.5 + 388.36)$$

$$q_u^{eq} = 6843.64 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_0^u = \frac{q_u^{eq} \times l^2}{8} = \frac{6843.64 \times 4.10^2}{8} = 14380.2 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0.8 \times M_0^u = 11504.2 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0.2 \times M_0^u = -2966.04 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{ser}^1 = R_B^{ser} = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}^3 = R_B^{ser} = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}^2 = \frac{q_{ser} \times L}{g} = \frac{1857 \times 1.30}{0.30} = 8047 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}^{eq} = \frac{8047 \times 1.20 + 2 \times 1857 \times 1.30}{1.20 + 2 \times 1.30} + (262.5 + 388.36)$$

$$q_{ser}^{eq} = 4462.6 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_0^{ser} = \frac{q_{ser}^{eq} \times l^2}{8} = \frac{4462.6 \times 4.10^2}{8} = 9377.03 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^{ser} = 0.8 \times M_0^{ser} = 7501.6 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^{ser} = -0.2 \times M_0^{ser} = -1875.4 \text{ daN.m}$$

Tableau.IV.1.1 : Tableau des moments

	E.L.U	E.L.S
Travée	11504.2	7501.6
Appuis	-2966.04	-1875.4

IV.1.3.3-Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 11,50 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11504.2}{14,2 \times 30 \times (30)^2} = 0.030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11504,2}{348 \times 0,984 \times 30} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{1,92}{400} = 1,07 \text{ cm/ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$3T12/\text{ml} \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 7,50 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{11504,2}{7501,6} = 1,53$$

$$\alpha = 0,034 \leq \frac{1,53-1}{2} + \frac{22}{100} = 0,485 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ Mpa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ Mpa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E L U)

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = -2,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29660,4}{14,2 \times 30 \times (30)^2} = 0,070$$

$$\mu = 0,070 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,090$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29660,4}{348 \times 0,964 \times 30} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{1,92}{400} = 1,07 \text{ cm/ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 2.94 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :
3T12/mi \longrightarrow A = 3,39cm²

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -1875.4 \text{ N.m}$$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A \neq } \Rightarrow Si $\alpha? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$
Acier FeE400

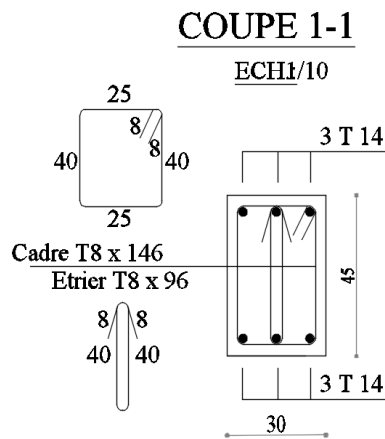
Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{2966.04}{1875.4} = 1.58$

$$\alpha = 0.034 \leq \frac{1.58-1}{2} + \frac{22}{100} = 0.510 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa}$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 13.2 \text{ Mpa}$
Fissuration peu nuisible } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour σ_s)

- **Dessin de ferrailage :**





Chapitre V

Etude sismique

5 Chapitre 5 :

5.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « ETABS » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « RPA99/Version 2003 ».

5.2 Niveau d'application de l'action sismique :

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme une boîte rigide dans le sol.

5.3 Modélisation :

A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degrés de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le L'RPA99/Version2003), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0.2$). [RPA99/V2003-Tableau4.5]

$$W = G + \beta Q \text{ [Formule 4.5]}$$

- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : 2.5t /m³.

5.4 Présentation du logiciel « ETABS » :

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

- Il donne plusieurs possibilité de création du modèle ;
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure »
- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux N et contraintes σ).

5.4.1 Etapes de la modélisation :

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:

[RPA99/V2003-Article5.2]

$$C1 : G+Q$$

$$C2 : 1,35G+1,5Q$$

$$C3 : G+Q+Ex$$

$$C4 : G+Q+Ey$$

$$C5 : G+Q-Ex$$

$$C6 : G+Q-Ey$$

$$C7 : 0,8G+Ex$$

$$C8 : 0,8G+Ey$$

$$C9 : 0,8G-Ex$$

$$C10 : 0,8G-Ey$$

10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
12. Définir les conditions aux limites :
13. lancer l'analyse.
14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est OUT afin de vérifier les

déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.

15. Visualisation des efforts trouvés (M, N, T) et du taux de travail des sections.

5.5 Critères de classification par le RPA 99/V2003 :

5.5.1 Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]

Wilaya de oran: La zone est de : Zone II-a.

5.5.2 Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]

Le projet peut être classé dans le **groupe 1b** selon son importance.

5.5.3 Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

5.6 Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]

5.6.1 Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le RPA99 modifié en 2003. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

5.6.2 VI.6.2- Méthode statique équivalente :

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [RPA99/V2003-**

Article4.1.2]

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.

[RPA99/V2003-Article 3.5]

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

5.6.3 La méthode 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.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients

de ces modes soit aux moins égales à 90%.

- 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.

5.7 Méthode dynamique modale spectrale :

5.7.1 Spectre de réponse de calcul :

Selon Le RPA99/Version2003 ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul :

[RPA99/V2003-Formule 4-13]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ; g=9,81m/s

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

• **Périodes caractéristiques T1, T2 :**

Pour un site type S3 : T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

• **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88 \dots (\xi = 7\%)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$$\eta = 0.88$$

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

h: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

CT=0,05 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

D : la dimension de l'ouvrage mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

5.8 Bibliotheque :

$$D_x = 17,30 \text{ m}$$

$$D_y = 9,76 \text{ m}$$

$$h_N = 6,80 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (6,80)^{3/4} = 0,21 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

- Sens X-X :

$$h_N = 6,80 \text{ m}$$

$$D_x = 17,30 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{6,80}{\sqrt{17,30}} \Rightarrow T_x = 0,15 \text{ s}$$

Donc:

On a: $T_2 (S3) = 0,5s$

$$0 < T_x < T_2 \Rightarrow 0 < 0,15s < 0,5s \Rightarrow D=2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_x = 2,2$$

- Sens Y-Y:

$$hN=6,80m$$

$$Dy=9,76 \text{ m}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{6,80}{\sqrt{9,76}} \Rightarrow T_y = 0,20 \text{ s}$$

Donc:

On a: $T_2 (S3) = 0,5s$

$$0 < T_y < T_2 \Rightarrow 0 < 0,20s < 0,5s \Rightarrow D=2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_y = 2,2$$

$$\text{SENS X-X } T = \min(0,21s ; 0,15s) \Rightarrow T = 0,15s$$

$$\text{SENS Y-Y } T = \min(0,21s ; 0,20s) \Rightarrow T = 0,20s$$

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage

Dans notre cas $A = 0,3$

- **Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

Le contreventement mixte avec interaction ($R = 5$)

- **Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \beta P_q$ [Formule 4.4]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

Tableau : 5.1: Pénalités du facteur de qualité P_q

Critère q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0(Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1$$

$$\Rightarrow Q = 1.15$$

5.8.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs :

Calcul de l'excentricité :

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{max} = 28,97 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 28,97 = 1.45 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_{x\text{ cal}} = \max(e_{acc}, e_{x\text{ the}})$ et

Sens Y : $e_{y\text{ cal}} = \max(e_{acc}, e_{y\text{ the}})$.

niveau	XG	YG	XT	YT	ex	Ey	eacc	e max x	e max y
RDC	10,375	3,4575	11,4876	3,0381	1,11	0,42	1,45	1,45	1,45
+6,12	10,375	3,3574	11,4876	3,0381	1,11	0,42	1,45	1,45	1,45

5.8.2 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

5.8.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

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, c'est-à-dire : $V_t > 0,8 V$.

5.8.2.2 Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article 4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

W : Poids total de la structure

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W = 522,1183 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \times 1,15 \times 2,2}{5} \times 522,1183 \rightarrow V_x = V_y = 52,8384 \text{ KN}$$

- Vérifications de l'effort tranchant à la base :

$$V_{xd} = 123,1361 \text{ KN}$$

$V_{yd}=104,4085 \text{ KN}$

X-X :

$V_s =52,8384 \times 0,8=42,2707\text{KN} < V_d =123,1361 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifié.}$

Y-Y :

$V_s =52,8384 \times 0,8=42,2707\text{KN} < V = 104,4085 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifié.}$

5.8.3 Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer :** [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K est la période du mode K.

$N = 2 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{2}=4,24 \Rightarrow K=7 \text{ modes.}$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Mode	Period(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,31	0,9149	0,00000987	0,9149	0,00000987
2	0,227	0,0058	0,087	0,9207	0,087
3	0,135	0,0011	0,7065	0,9218	0,7935
4	0,105	0,0782	0,0008	1	0,7943
5	0,05	0,00003687	0,0121	1	0,8064
6	0,026	0	0,1936	1	1
7	0,001	0	0,000003917	1	1

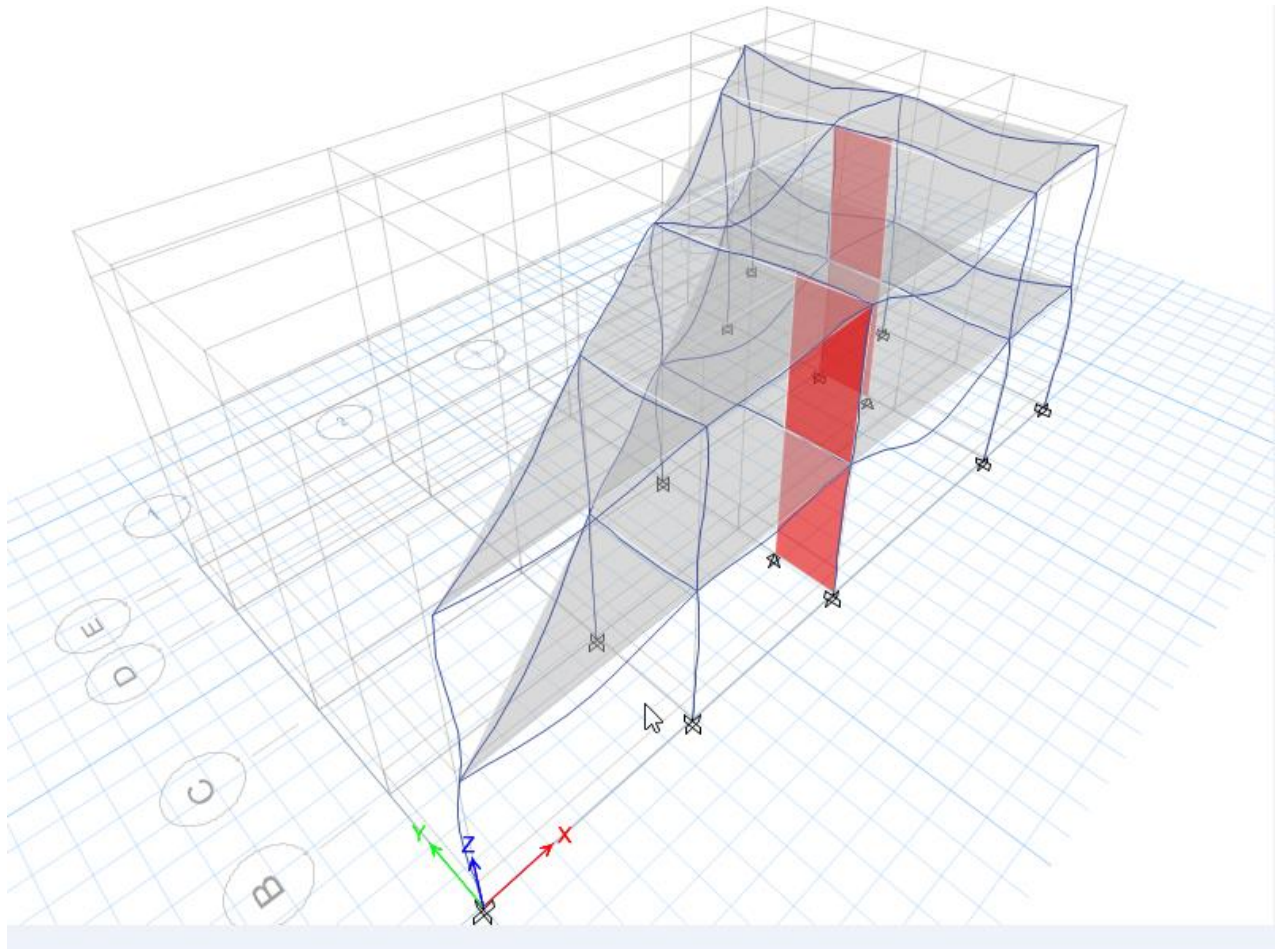
- **Vérifications de la période :** [RPA990/V2003-Article 4.2.4]

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a :

Sens X-X : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,15 = 0,195 \text{ s} < T_{dyn} = 0,31 \text{ s}$

Sens Y-Y : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,20 = 0,26s > T_{dyn} = 0,135 s$



5.8.4 Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ [RPA99/V2003 – Formule 7.2]}$$

Où

V : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

B_c : section du poteau en [mm²]

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque :** l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

N_d = 78,9612 KN = 78961,2 N

$$B_c = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{78961,2}{250000 \times 25} = 0,013 \leq 0,3 \quad (\text{condition verifier})$$

5.8.5 Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \text{ [RPA99/V2003-Formule 4.19]}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Remarque :** Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{rdm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{rdm} = 1\% \times 3,40 = 34 \text{ mm}$$

Tableau 5.4 : Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
1ere etage	3400	4,97	4,368	24,85	21,84	2,32	10,34	30,6	verifiée	verifiée
RDC	3400	2,503	2,299	22,53	11,50	22,53	11,50	30,6	verifiée	verifiée

5.8.6 Vérification de l'effet P-Δ : [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

hK : Hauteur de l'étage ('K').

Tableau 5.5: Vérification de l'effet(P- Δ) sens xx

Niveaux	h (mm)	V _{Kx} (KN)	P _K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	V _x	θ_{kx}	condition
1ere étage	3400	52211,83	52211,83	2,32	76,2279	0,0007	C.V
Rdc	3400	46621,24	98833,07	22,53	123,1361	0,016	C.V

Tableau 5.6: Vérification de l'effet(P- Δ) sens yy :

Niveaux	h (mm)	V _{ky} (KN)	P _K (KN)	Δ_{Ky} (mm)	V _y	θ_{ky}	condition
1ere étage	3400	52211,83	52211,83	10,34	73,1318	0,0034	C.V
Rdc	3400	46621,24	98833,07	11,50	104,4084	0,007	C.V

5.8.7 Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]

D'après l'Article 3.4 RPA99/V2003 ; le système est constitué uniquement de voile

Ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles.

Tableau 5.7: Tableaux des charges verticales portées par les voiles

5.9 Salle de prière femme :

$$D_x = 26,78 \text{ m}$$

$$D_y = 16,22 \text{ m}$$

$$h_N = 6,80 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (6,80)^{3/4} = 0,21 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

- Sens X-X :

$$h_N = 6,80 \text{ m}$$

$$D_x = 26,78 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{6,80}{\sqrt{26,78}} \Rightarrow T_x = 0,11 \text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S3) = 0,5 \text{ s}$$

$$0 < T_x < T_2 \Rightarrow 0 < 0,11 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_x = 2,2$$

- Sens Y-Y:

$$h_N = 6,80 \text{ m}$$

$$D_y = 16,22 \text{ m}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{6,80}{\sqrt{28,97}} \Rightarrow T_y = 0,15 \text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S3) = 0,5 \text{ s}$$

$$0 < T_y < T_2 \Rightarrow 0 < 0,15 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_y = 2,2$$

$$\text{SENS X-X } T = \min(0,21 \text{ s} ; 0,11 \text{ s}) \Rightarrow T = 0,11 \text{ s}$$

$$\text{SENS Y-Y } T = \min(0,21 \text{ s} ; 0,15 \text{ s}) \Rightarrow T = 0,15 \text{ s}$$

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage

Dans notre cas $A = 0,3$

- **Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

Le contreventement mixte avec interaction ($R = 5$)

- **Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \beta P_q$ [Formule 4.4]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

Tableau : 5.1: Pénalités du facteur de qualité P_q

Critère q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0(Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1$$

$$\Rightarrow Q = 1.15$$

5.9.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs :

Calcul de l'excentricité :

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimal par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{max} = 26,78 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0,05 \times 26,78 = 1,34 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_{x\text{ cal}} = \max(e_{acc}, e_{x\text{ the}})$ et

Sens Y : $e_{y\text{ cal}} = \max(e_{acc}, e_{y\text{ the}})$.

Niveau	XG	YG	XT	YT	Ex	ey	eacc	e max x	e max y
RDC	13,2893	9,4866	12,4493	4,9748	0,84	4,51	1,34	1,34	4,51
+6,80	13,5017	9,2823	12,2873	5,7239	1,21	3,56	1,34	1,34	3,56
TERRASSE	3,7598	13,2985	3,1389	12,6952	0,62	0,60	1,34	1,34	0,60

5.9.2 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

5.9.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

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, c'est-à-dire : $V_t > 0,8 \cdot V$.

5.9.2.2 Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

W : Poids total de la structure

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W = 1236,6754 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \times 1,15 \times 2,2}{5} \times 1236,6754 \rightarrow V_x = V_y = 125,1515 \text{ KN}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_{xd} = 220,902 \text{ KN}$$

$$V_{yd} = 236,9301 \text{ KN}$$

X-X :

$$V_s = 125,1515 \times 0,8 = 100,12 \text{ KN} < V_d = 220,902 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

Y-Y :

$$V_s = 125,1515 \times 0,8 = 100,12 \text{ KN} > V = 104,4085 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

5.9.3 Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer :** [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K est la période du mode K.

$$N = 2 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{2} = 4,24 \Rightarrow K = 5 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses

modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Mode	Period(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,118	0,5125	0,0057	0,5125	0,0057
2	0,103	0,0216	0,611	0,5341	0,6167
3	0,071	0,2263	0,1229	0,7604	0,7395
4	0,05	0,0062	0,0582	0,7665	0,7977
5	0,034	0,1423	0,004	0,9088	0,8017

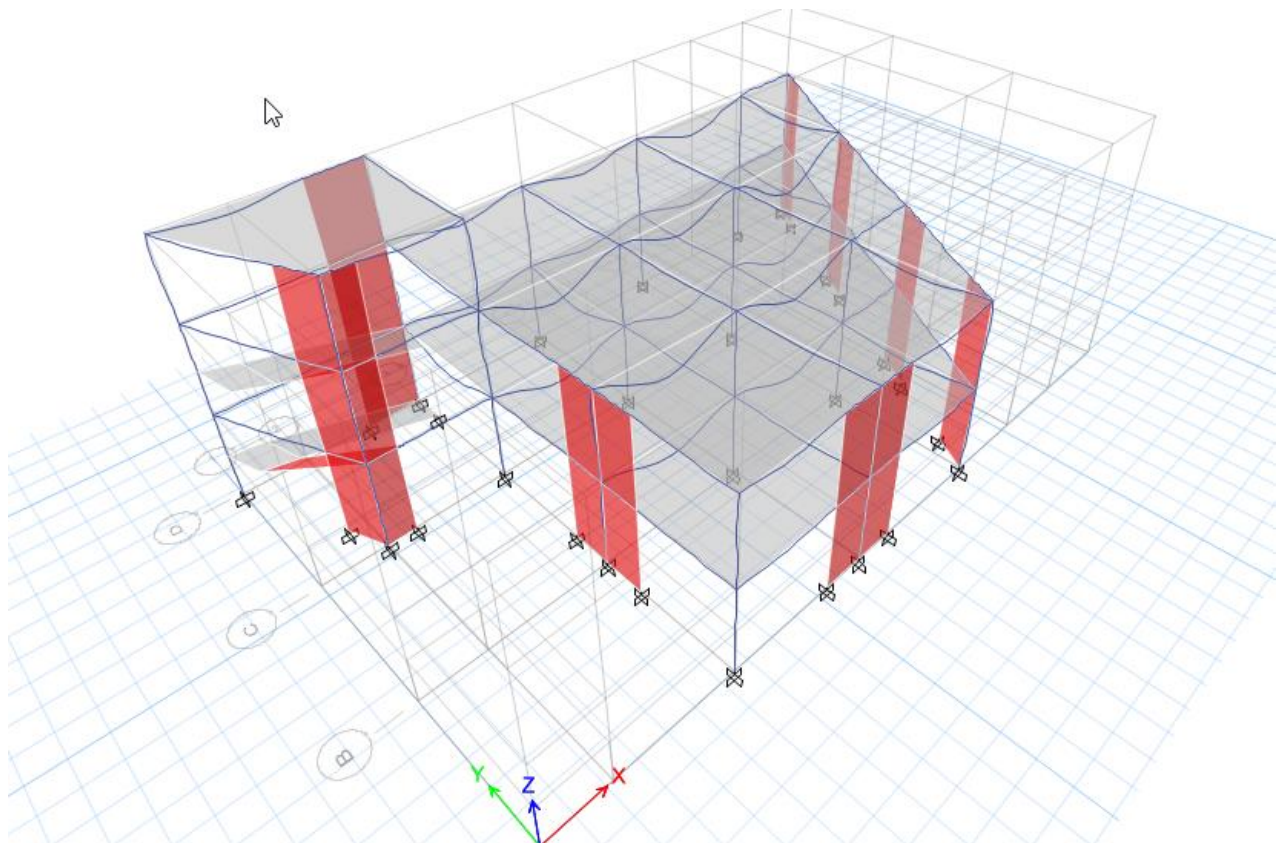
• **Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]**

Le RPA99/version 2003 préconise qu’il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a :

Sens X-X : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,11 = 0,44 \text{ s} > T_{\text{dyn}} = 0,118 \text{ s}$

Sens Y-Y : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,15 = 0,19 \text{ s} > T_{\text{dyn}} = 0,103 \text{ s}$



5.9.4 Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 7.2}]$$

Où

V : Effort normal réduit.

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

Bc : section du poteau en [mm²]

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque :** l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 27,7489 \text{ KN} = 27748,9 \text{ N}$$

$$B_c = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{27748,9}{250000 \times 25} = 0,004 \leq 0,3 \quad (\text{condition verifier})$$

5.9.5 Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \quad [\text{RPA99/V2003-Formule 4.19}]$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Remarque :** Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{rdm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{rdm} = 1\% \times 3,40 = 34 \text{ mm}$$

Tableau 5.4 : Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
Terrasse	3000	0,849	0,821	4,245	4,105	1,56	2,095	30	verifiée	Verifiée
1ere etage	3400	0,537	0,402	2,685	2,01	1,7	1,305	34	verifiée	Verifiée
RDC	3400	0,197	0,141	0,985	0,705	0,985	0,705	34	verifiée	Verifiée

5.9.6 Vérification de l'effet P-Δ : [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

hK : Hauteur de l'étage ('K').

Tableau 5.5: Vérification de l'effet(P-Δ) sens xx

Niveaux	h (mm)	V _{Kx} (KN)	P _K (KN)	Δ _{Kx} (mm)	V _x	θ _{kx}	Condition
terrasse	3000	1236,67	1236,67	1,56	36,0183	0,018	C,V
1ere étage	3400	880,38	2117,05	1,7	148,3538	0,007	C.V

Rdc	3400	121,76	2238,81	0,985	220,5508	0,029	C.V
-----	------	--------	---------	-------	----------	-------	-----

Tableau 5.6: Vérification de l'effet(P-Δ) sens yy :

Niveaux	h (mm)	V _{ky} (KN)	P _K (KN)	Δ _{Ky} (m)	Vy	θ _{ky}	Condition
terrasse	3000	1236,67	1236,67	2,095	41,9434	0,021	C.V
1ere étage	3400	880,38	2117,05	1,305	167,2304	0,004	C.V
Rdc	3400	121,76	2238,81	0,705	236,5143	0,0019	C.V

5.9.7 Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]

D'après l'Article 3.4 RPA99/V2003 ; le système est constitué uniquement de voile

Ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles.

Tableau 5.7: Tableaux des charges verticales portées par les voiles

5.10 Logement :

D_x=10 m

D_y=9 m

h_N=3,06 m

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (3,06)^{3/4} = 0,12 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

- Sens X-X :

h_N=3,06m

D_x=10 m

$$T_x = 0,09 \times \frac{3,06}{\sqrt{10}} \Rightarrow T_x = 0,09 \text{ s}$$

Donc:

On a: T₂ (S3) = 0,5s

$$0 < T_x < T_2 \Rightarrow 0 < 0,09s < 0,5s \Rightarrow D=2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_x = 2,2$$

- Sens Y-Y:

$$h_N = 3,06\text{m}$$

$$D_y = 9\text{m}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{3,06}{\sqrt{9}} \Rightarrow T_y = 0,09\text{ s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2 (S_3) = 0,5\text{s}$$

$$0 < T_y < T_2 \Rightarrow 0 < 0,09\text{s} < 0,5\text{s} \Rightarrow D = 2,5 \quad \eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow D_y = 2,2$$

$$\text{SENS X-X } T = \min(0,12\text{s} ; 0,09\text{s}) \Rightarrow T = 0,09\text{s}$$

$$\text{SENS Y-Y } T = \min(0,12\text{s} ; 0,09\text{s}) \Rightarrow T = 0,09\text{s}$$

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage

Dans notre cas $A = 0,3$

- **Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

Le contreventement mixte avec interaction ($R = 5$)

- **Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \beta P_q$ [Formule 4.4]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

Tableau : 5.1: Pénalités du facteur de qualité P_q

Critère q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1$$

$$\Rightarrow Q = 1,15$$

5.10.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs :

Calcul de l'excentricité :

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$L_{max} = 10 \text{ m}$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 10 = 0,5 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_{x \text{ cal}} = \max (e_{acc} , e_{x \text{ the}})$ et

Sens Y : $e_{y \text{ cal}} = \max (e_{acc} , e_{y \text{ the}})$.

Niveau	XG	YG	XT	YT	ex	ey	eacc	e max x	e max y
RDC	4,85	4,4	4,85	4,4	0,00	0,00	0,5	0,5	0,5

5.10.2 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

5.10.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

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, c'est-à-dire : $V_t > 0,8 \cdot V$.

5.10.2.2 Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W = 20,901 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \times 1,15 \times 2,2}{5} \times 20,901 \rightarrow V_x = V_y = 2,115 \text{ KN}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_{xd} = 24,1107 \text{ KN}$$

$$V_{yd} = 24,1245 \text{ KN}$$

X-X :

$V_s = 2,115 \times 0,8 = 1,692 \text{ KN} < V_d = 24,1107 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifié.

Y-Y :

$V_s = 2,115 \times 0,8 = 1,692 \text{ KN} < V = 24,1245 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifié.

5.10.3 Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer :** [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K est la période du mode K.

$N = 1 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{1} = 3 \Rightarrow K = 3 \text{ modes.}$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Mode	Period(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,099	1	0	1	0
2	0,099	0	1	1	1
3	0,092	0	0	1	1

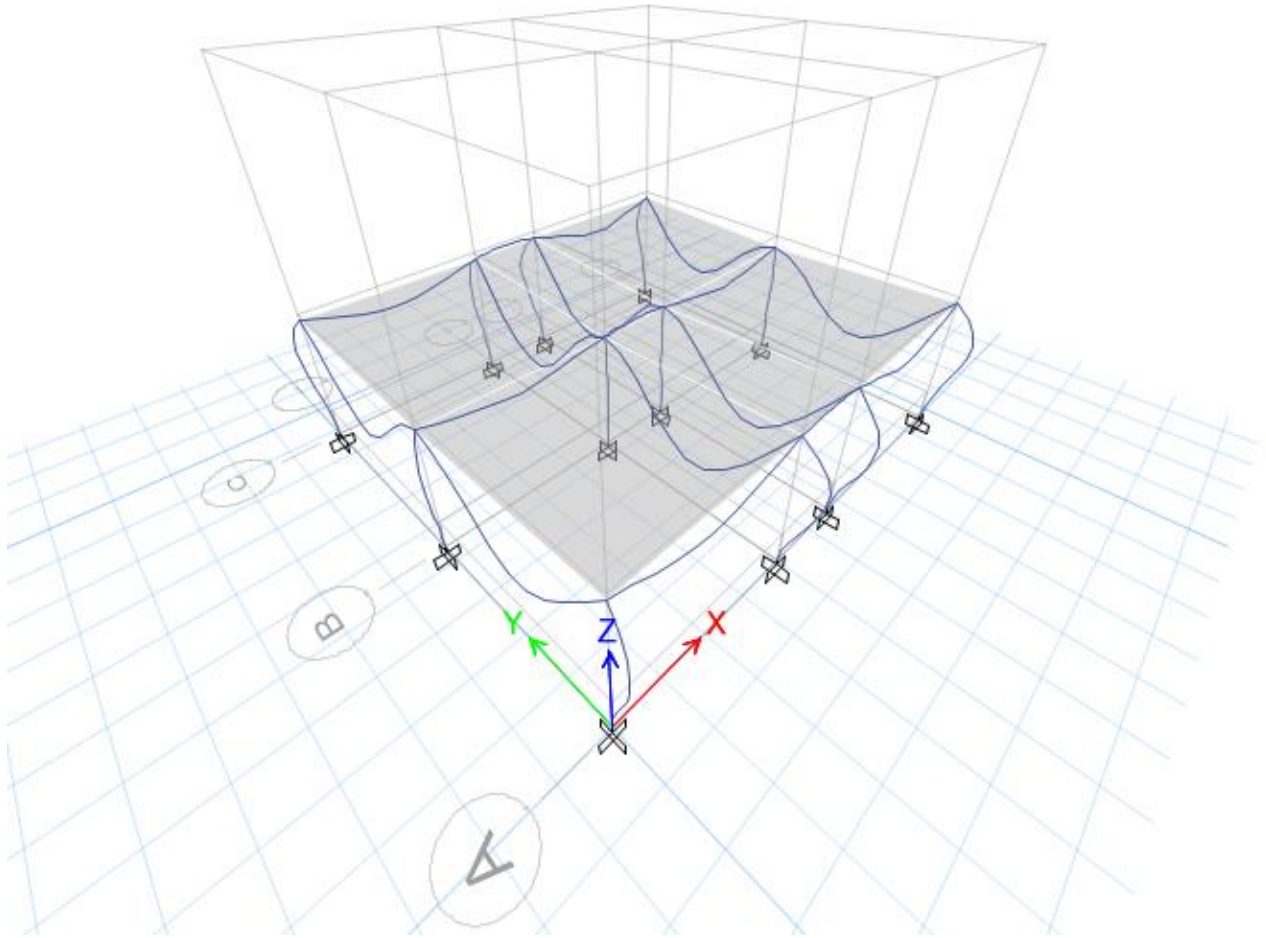
- **Vérifications de la période :** [RPA99/V2003-Article 4.2.4]

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a :

Sens X-X : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,09 = 0,12 \text{ s} > T_{dyn} = 0,099 \text{ s}$

Sens Y-Y : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,09 = 0,12 \text{ s} > T_{dyn} = 0,099 \text{ s}$



5.10.4 Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ [RPA99/V2003 – Formule 7.2]}$$

Où

V : Effort normal réduit.

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

Bc : section du poteau en [mm²]

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque :** l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 808,4567 \text{ KN} = 808456,7 \text{ N}$$

$$B_c = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{808456,7}{90000 \times 25} = 0,035 \leq 0,3 \quad (\text{condition vérifier})$$

5.10.5 Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [\text{RPA99/V2003-Formule 4.19}]$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Remarque :** Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{rdm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{rdm} = 1\% \times 3,06 = 30,6 \text{ mm}$$

Tableau 5.4 : Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
RDC	3060	0,383	0,374	1,915	0,187	1,915	0,187	30,6	verifiée	Verifiée

5.10.6 Vérification de l'effet P-Δ : [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d’étage au niveau (‘K’).

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (‘K-1’).

hK : Hauteur de l’étage (‘K’).

Tableau 5.5: Vérification de l'effet($P-\Delta$) sens xx

Niveaux	h (mm)	V _{Kx} (KN)	P _K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	V _x	θ_{kx}	Condition
Rdc	3060	20,901	20,901	1,915	30,1384	0,0004	C.V

Tableau 5.6: Vérification de l'effet($P-\Delta$) sens yy :

Niveaux	h (mm)	V _{Ky} (KN)	P _K (KN)	Δ_{Ky} (m)	V _y	θ_{ky}	Condition
Rdc	3060	20,901	20,901	0,187	30,1556	0,00004	C.V

5.11 Minaret :

D_x=3m

D_y=3 m

h_N=23,8 m

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (23,8)^{3/4} = 0,53 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

- Sens X-X :

h_N=23,8m

D_x=3 m

$$T_x = 0,09 \times \frac{23,8}{\sqrt{3}} \Rightarrow T_x = 1,24 \text{ s}$$

Donc:

On a: T₂ (S3) = 0,5s

$$T_2 < T_x < 3s \Rightarrow 0,5s < 1,24s < 3s \Rightarrow D=2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{1,24} \right)^{2/3} \Rightarrow$$

$$D_x = 1,808$$

- Sens Y-Y:

$hN=23,8m$

$Dy=3m$

$T_y = 0,09 \times \frac{23,8}{\sqrt{3}} \Rightarrow T_y = 1,24 s$

Donc:

On a: $T_2 (S_3) = 0,5s$

$T_2 < T_x < 3s \Rightarrow 0,5s < 1,24s < 3s \Rightarrow D=2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{1,24} \right)^{2/3} \Rightarrow$

$D_x = 1,808$

SENS X-X $T=\min(0,53s ; 1,24s) \Rightarrow T = 0,53s$

SENS Y-Y $T=\min(0,53s ; 1,24s) \Rightarrow T = 0,53s$

- **Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage

Dans notre cas $A= 0,3$

- **Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]**

Le contreventement mixte avec interaction ($R =5$)

- **Facteur de qualité Q : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \beta P_q$ [Formule 4.4]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non

Tableau : 5.1: Pénalités du facteur de qualité P_q

Critère q »	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0(Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1$

⇒ Q = 1.15

5.11.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

X_i , Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs :

Calcul de l'excentricité :

- Excentricité théorique :

$$ex = | X_G - X_T |$$

$$eY = | Y_G - Y_T |$$

- Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$L_{max}=3 \text{ m}$

$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 3 = 0,15 \text{ m}$

Donc :

Sens X : $e_{x \text{ cal}} = \max (e_{acc} , e_{x \text{ the}})$ et

Sens Y : $e_{y \text{ cal}} = \max (e_{acc} , e_{y \text{ the}})$.

Niveau	XG	YG	XT	YT	ex	ey	eacc	e max x	e max y
RDC	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
1er etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
2 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
3 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
3 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
4 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
5 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
6 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
7 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
8 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
9 eme etage	1,2	1,2	1,2	1,2	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15

5.11.2 Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

5.11.2.1 Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]

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, c'est-à-dire : $V_t > 0,8 \cdot V$.

5.11.2.2 Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W = 197,712 \text{KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \times 1,15 \times 1,808}{5} \times 197,712 \rightarrow V_x = V_y = 16,44 \text{KN}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_{xd} = 223,1916 \text{ KN}$$

$$V_{yd} = 223,1916 \text{ KN}$$

X-X :

$$V_s = 16,44 \times 0,8 = 13,152 \text{ KN} < V_d = 223,1916 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Y-Y :

$$V_s = 16,44 \times 0,8 = 13,152 \text{ KN} < V = 223,1916 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

5.11.3 Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer :** [RPA99/V2003-Article 4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{ET} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K est la période du mode K.

$$N = 10 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,5 \Rightarrow K = 14 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 14 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Mode	Period(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,539	0,0012	0,6997	0,0012	0,6997
2	0,539	0,6997	0,0012	0,7009	0,7009
3	0,258	0	0	0,7009	0,7009
4	0,136	0,0932	0,0857	0,7942	0,7866
5	0,136	0,0857	0,0932	0,8798	0,8798
6	0,083	0	0	0,8798	0,8798
7	0,064	0,0024	0,045	0,8823	0,9248
8	0,064	0,045	0,0024	0,9273	0,9273
9	0,046	0	0	0,9273	0,9273
10	0,04	0,003	0,0223	0,9303	0,9496
11	0,04	0,0223	0,003	0,9526	0,9526
12	0,03	0	0	0,9526	0,9526
13	0,027	0,0142	0,0016	0,9668	0,9542
14	0,027	0,0016	0,0142	0,9683	0,9683

- **Vérifications de la période :** [RPA990/V2003-Article 4.2.4]

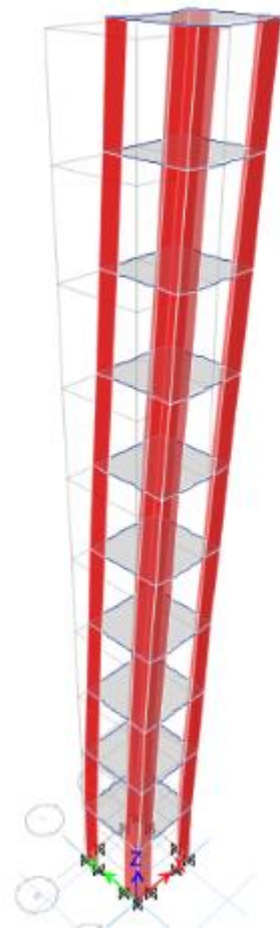
Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a :

Sens X-X : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,53 = 0.689s > T_{dyn} = 0,539 s$

Sens Y-Y : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,53 = 0.689s > T_{dyn} = 0,539 s$

4



5.11.4 Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 7.2}]$$

Où

V : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

B_c : section du poteau en [mm²]

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque :** l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 14,1216 \text{ KN} = 14121,6 \text{ N}$$

$$B_c = 30 \times 60 = 1800 = 180000 \text{ mm}^2$$

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$

$$V = \frac{14121,6}{180000 \times 25} = 0,03 \leq 0,3 \quad (\text{condition vérifier})$$

5.11.5 Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \text{ [RPA99/V2003-Formule 4.19]}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Remarque :** Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{rdm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{rdm} = 1\% \times 3,06 = 30,6 \text{ mm}$$

Tableau 5.4 : Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
9	2380	16,81	16,81	84,05	84,05	8,95	8,95	23,8	verifiée	Verifiée
8	2380	15,02	15,02	75,1	75,1	9,55	9,55	23,8	verifiée	Verifiée
7	2380	13,11	13,11	65,55	65,55	9,9	9,9	23,8	verifiée	Verifiée
6	2380	11,13	11,13	55,65	55,65	10,14	10,14	23,8	verifiée	Verifiée
5	2380	9,1	9,1	45,5	45,5	10,1	10,1	23,8	verifiée	Verifiée
4	2380	7,08	7,08	35,4	35,4	9,73	9,73	23,8	verifiée	Verifiée
3	2380	5,134	5,134	25,67	25,67	9,03	9,03	23,8	verifiée	Verifiée
2	2380	3,328	3,328	16,64	16,64	7,91	7,91	23,8	verifiée	Verifiée
1	2380	1,747	1,747	8,735	8,735	6,11	6,11	23,8	verifiée	Verifiée
RDC	3060	0,526	0,526	2,63	2,63	6,11	6,11	23,8	verifiée	Verifiée

5.11.6 Vérification de l'effet P-Δ : [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

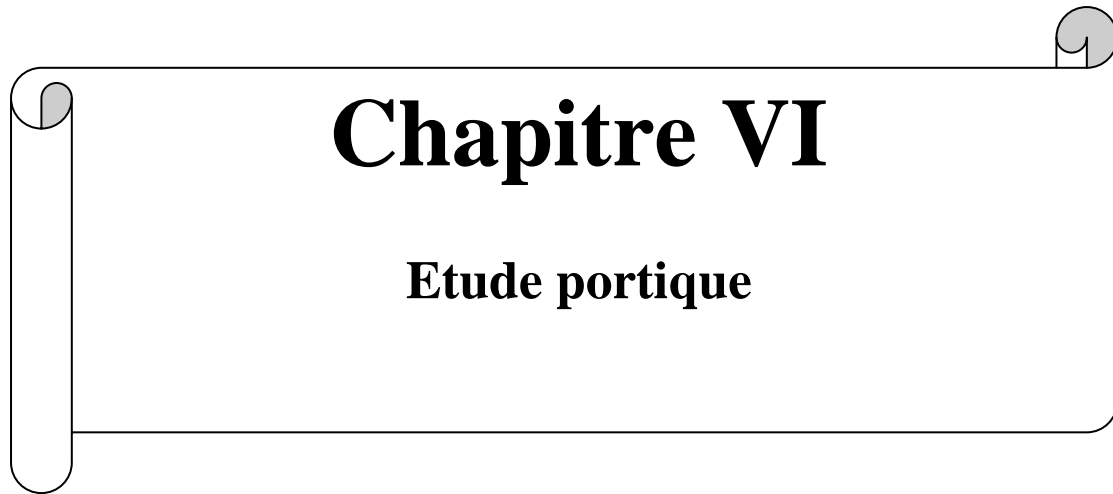
ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

hK : Hauteur de l'étage ('K').

5.12 Conclusion:

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique d'entreprendre plusieurs vérifications a une conception qui résiste a tel phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre ouvrages

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99ver2003)



Chapitre VI

Etude portique

1 LES POTEAUX

1.1 INTRODUCTION :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la [7] comme suit :

Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
 - Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.} \\ G+Q \longrightarrow \text{E.L.S.} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : RPA99 (version2003)

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux} \\ \text{(contreventement mixte voiles-portiques)}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

Principe de calcul :

- 1) $N^{\max} \longrightarrow M^{\text{correspondant}}$
- 2) $M^{\max} \longrightarrow N^{\text{correspondant}}$
- 3) $N^{\min} \longrightarrow M^{\text{correspondant}}$

2.1. Recommandations

✓ Armatures longitudinales

D'après le [7] (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage

h : hauteur de la poutre

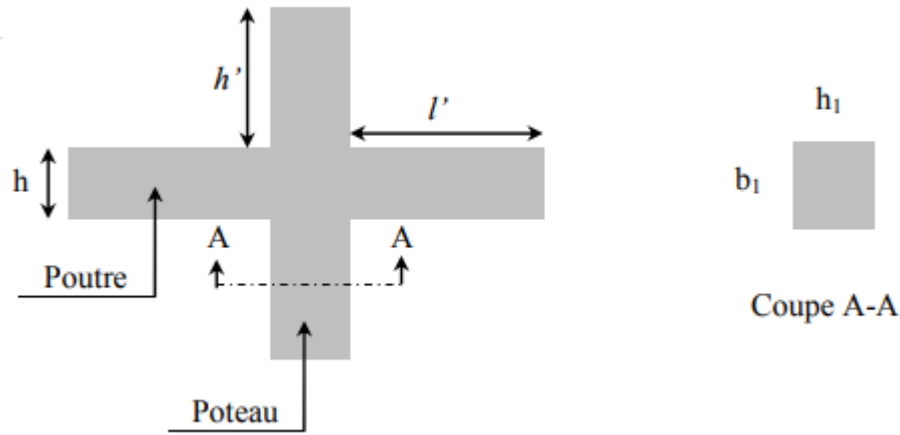


Figure 6.1: Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.1: Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm2)	Amin (cm2)	Amax (cm2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Étage	30x30	72	36	54

✓ **Armatures transversales :**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho \times v_{max}}{h_1 \times f_c}$$

- V max : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de At, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- En zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm})$ (zone IIa)
- En zone courante : $\delta_t \leq 15.\varnothing_L$(zone IIa).

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1xt) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.3\%(b_1xt) \text{ ou } 0.3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Øt minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

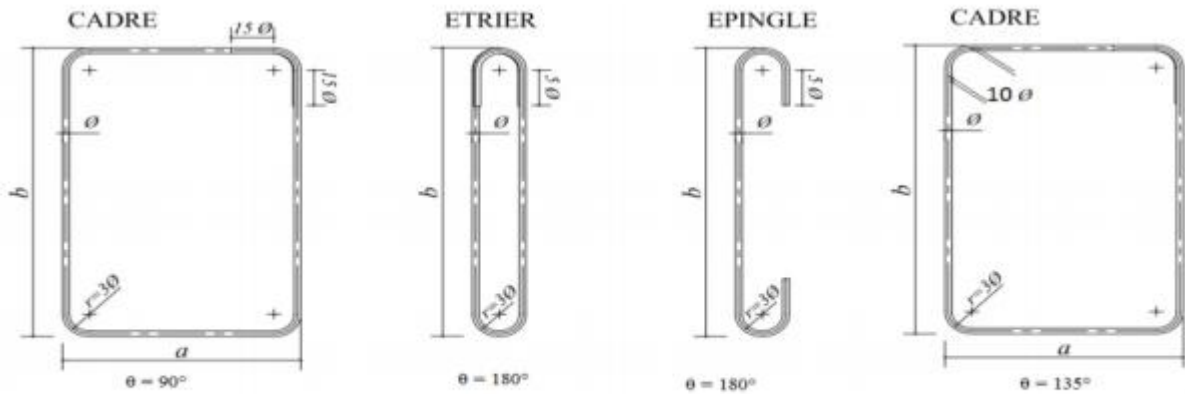


Figure 4.2. Ancrage des armatures transversales

2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V19, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau 6.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Niveau	ELU		ACCIDENTELLE			
	N max → M corr		M max → N corr		N min → M corr	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)
Étage	475,33	12,16	144,46	38,78	8,66	7,77

2.3. Calcul du ferrailage

✓ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

- 1) $N^{\max} = 475.33 \text{ KN} \longrightarrow M^{\text{correspondant}} = 12,16 \text{ KN.m}$
- 2) $M^{\max} = 38,78 \text{ KN.m} \longrightarrow N^{\text{correspondant}} = 144,46 \text{ KN}$
- 3) $N^{\min} = 8,66 \text{ KN} \longrightarrow M^{\text{correspondant}} = 7,77 \text{ KN.m}$

$b=30 \text{ cm} ; h=30 \text{ cm} ; d=27 \text{ cm} ;$

Situation accidentelle : $\sigma_b = 1.15$ et $\sigma_s = 1$,

- Calcul sous N^{\max} et M^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{12.16}{475.33} = 0.002 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.15 \text{ m}$$

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Le calcul se fait alors comme suit :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 12.16 + 475.33 \times (0.27 - 0.30/2) = 69.20 \text{ m}$$

$$(0.337 \times 0.3 - 0.81 \times 0.03) \times 18.48 \times 0.3 \times 0.3 = 0.13 > (475.33 \times (0.27 - 0.03) \times 10^{-3}) = 0.11 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (I) n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc \Rightarrow La section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.16 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.30 \times 0.27^2} = 0.030$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$z = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 30.86 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -11.57 \text{ cm}^2/\text{ml} < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2.$$

- Calcul sous M^{\max} et N^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{38.72}{144.76} = 0.27 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.15 \text{ m}$$

⇒ le centre de pression est en dehors de la section.

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38.78 + 144.46 \left(0.24 - \frac{0.30}{2}\right) = 57.718 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \cdot 0.30 - 0.81 \cdot 0.03) \cdot 0.30 \cdot 0.30 \cdot 18.48 = 0.021 > (144.76 \cdot (0.27 - 0.03) - 57.718) \cdot 10^{-3} = -0.023 \text{ MN.m}$$

⇒ N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la Section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

Alors :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{57.718 \cdot 10^{-3}}{18.48 \times 0.30 \times 0.27^2} = 0.143$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } A=0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.193$$

$$z = 1 - 0.4\alpha = 0.923$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 15.63 \text{ cm}^2 \text{ donc :}$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 15.63 - \frac{144.46 \cdot 10^{-3}}{400} = 15.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot 2.1 / 400 = 0.98 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec Acal

✓ **Ferrailage transversale**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau (30×30):

$$A_{\text{adoptée}} = 4T16 + 4T14 = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} - \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_e \cdot f_e} =$$

$$L_f = 0.7 l_0 \text{ tels que } l_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 \Rightarrow \lambda_g = 2.5$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 190.4 \times 10^{-3} \times 0.15}{30 \times 400} \times 10^2 = 0.60 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement :**

- D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone I)
 - Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10 \phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$
 - Zone courante : $\delta_t \leq 15 \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t'} = 15 \text{ cm}$

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{30} = 7.14 > 5 \rightarrow A_{min} = 0.3\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 30 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h ; L' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 45 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

✓ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$.

- Longueur de recouvrement $40 \geq l_r \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

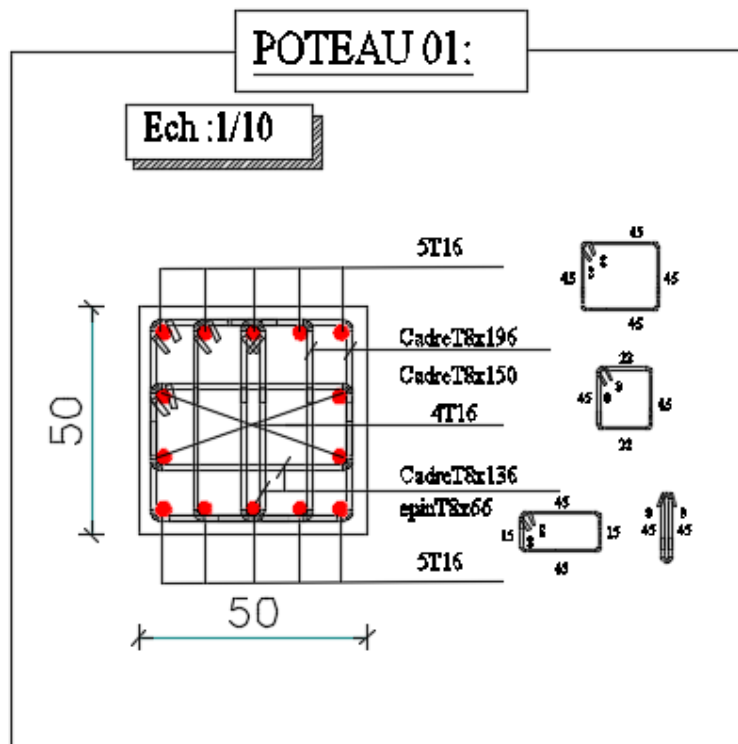
Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

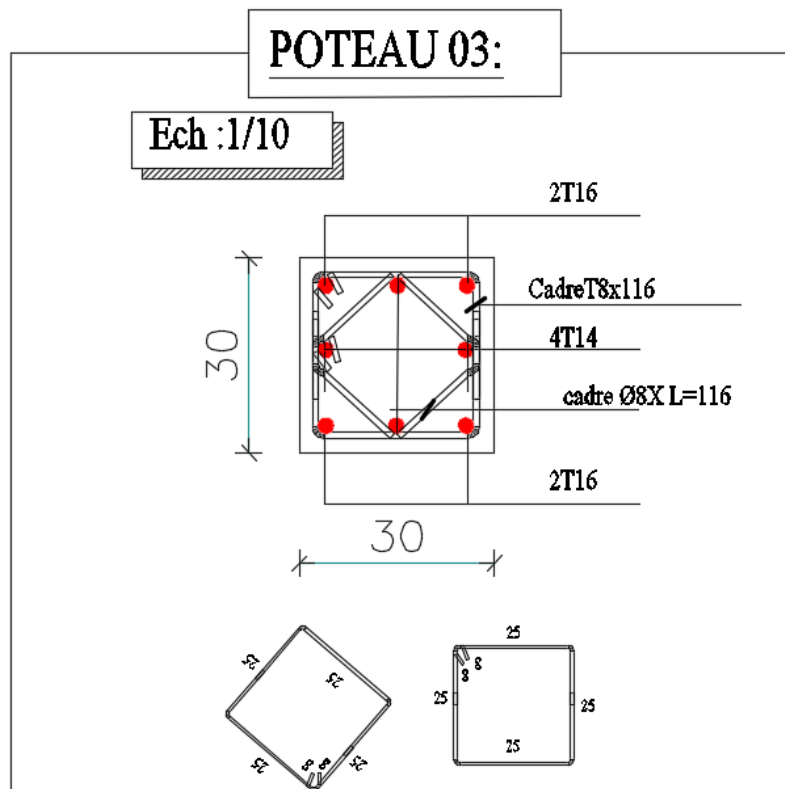
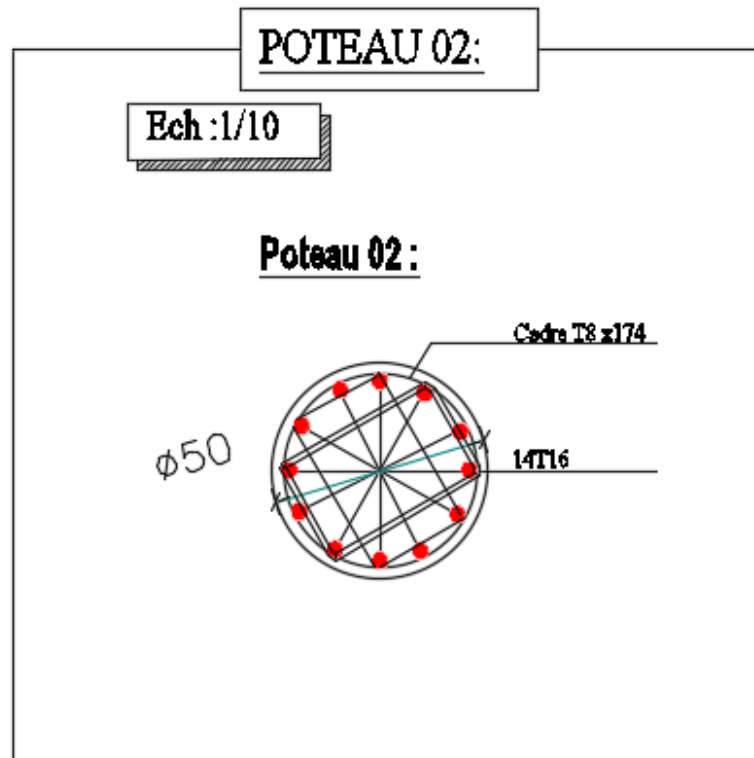
Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

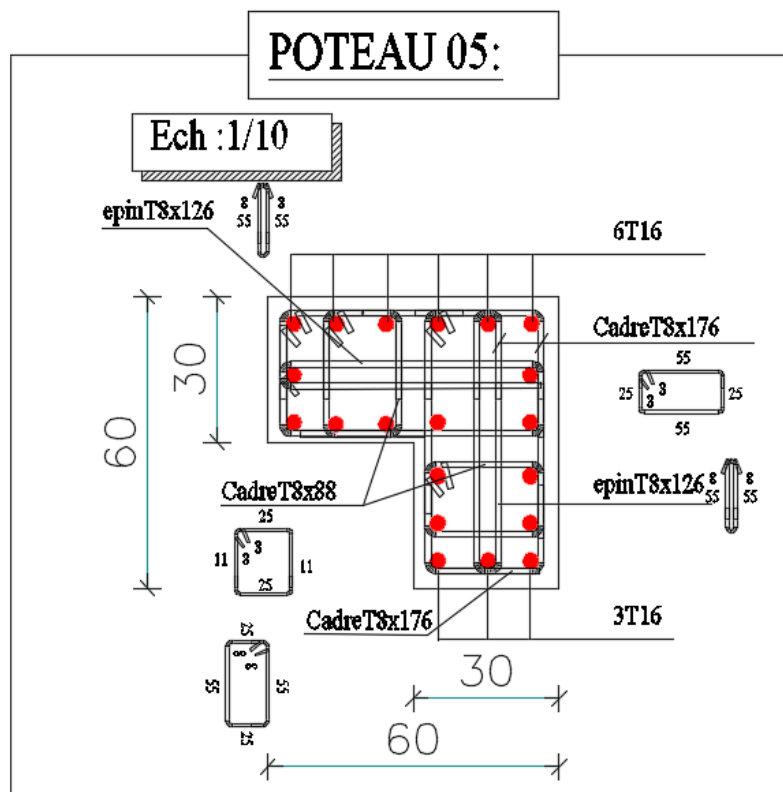
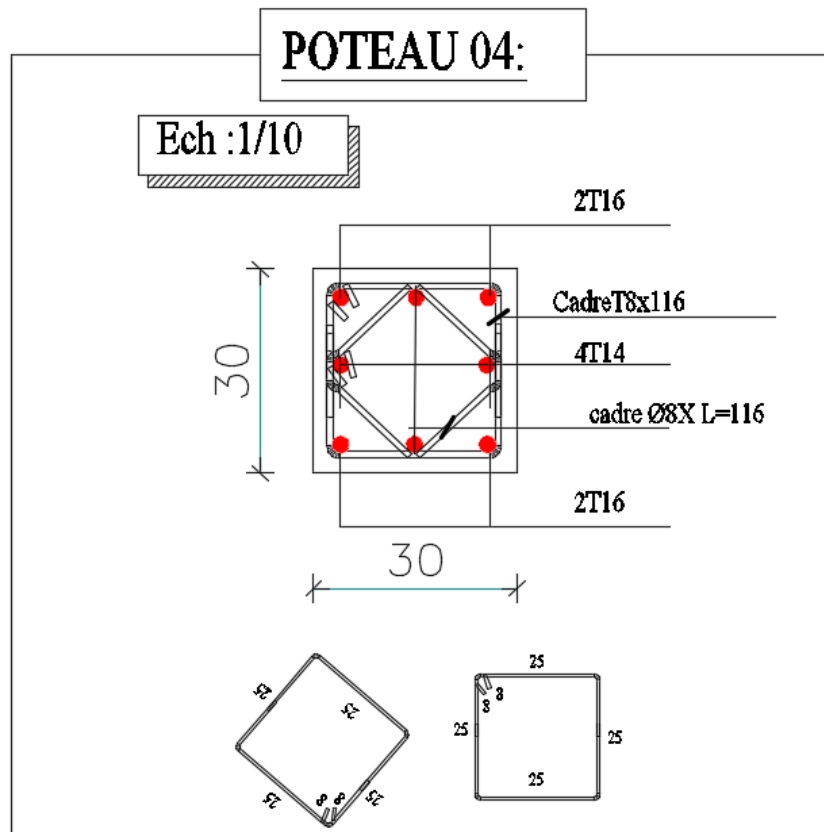
Tableau 6.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Types	POTEAUX	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} RPA	Choix	A _{adopté} [cm ²]	Longueur de Recouvrement [cm ²]
Salle de prière femme -J1 et J2	P1	50x50	26,23	20	14T16	28,15	65
Salle de prière femme -J1 et J2	P2	Ø50	27,1	20	14T16	28,15	65
Bibliothèque	P3	30x30	13,89	7,2	4T16+4T14	14,2	65
Logement	P4	30x30	13,89	7,2	4T16+4T14	14,2	65
Minaret	P5	30X60	32,26	14,4	20T16	40,21	80



✓ Schémas de ferrailage :





3. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{E.L.U} \\ G+Q \dots\dots\dots \text{E.L.S.} \\ 0.8 \times G+E \\ 0.8 \times G-E \\ \dots\dots\dots \text{Accidentelles} \\ G + Q+E \\ G + Q-E \end{array} \right.$$

3.1 Recommandations

✓ Armatures longitudinales : [3] (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓ Armatures transversales : [7] (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% \text{ st} \times h$
- Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

- En zone nodale $\Rightarrow S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times O \right)$
- En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S = \frac{h}{2}$

Remarque

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS

Tableau.4.10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Sollicitations	E.L. U		E.L. S		ACC		Effort Tranchant
	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	T [KN]
Poutre principale (30x40) cm	42.35	-48.50	35.20	45.56	89.74	110.50	120.14
Poutre secondaire (30x30) cm	30.20	-41.52	28.64	36.01	98.89	119.70	135.27

➤ **Ferrailage longitudinal**

➤ **Exemple de calcul**

- Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) de logements la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes : $\Rightarrow \begin{cases} M_a = -48.50KN.m \\ M_t = 42.35KN.m \end{cases}$

- **Armatures en appui**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{48.50 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.110$$

$$\mu = 0.110 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

Calcul de A : $A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{48.50 \times 10^3}{348 \times 0.941 \times 36} = 4.14 \text{ cm}^2$

• **Armatures en travée**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.35 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (36)^2} = 0.096$$

$$\mu = 0.096 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.127$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.949$$

Calcul de A : $A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42.35 \times 10^3}{348 \times 0.949 \times 36} = 3.56 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

- Poutres principales : $\phi_t \leq \min(12 ; 11.43 ; 30) \text{ mm}$
 - Poutres secondaires : $\phi_t \leq \min(12 ; 10.00 ; 30) \text{ mm}$
- Avec : Poutres principales : (30x40) cm²
 Poutres secondaires : (30x35) cm²
 Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4 \phi^2 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre+1étrier).

❖ **Calcul des espacements S_t**

D'après le [7] (Art7.5.2.2) :

1- En zone nodale $\Rightarrow S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t \right)$

$$\begin{cases} \text{Pour poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Pour poutre secondaire } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

2- En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S = \frac{h}{2} +$

$$\begin{cases} \text{Pour poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Pour poutre secondaire } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

❖ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $l_r = 50 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\% (b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% (b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \leq A_{cal}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour poutres principales } A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour poutre secondaires } A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vmax (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Principale	120.14	0.111	3.33	Vérifiée
Secondaires	135.27	0.143	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $Al \geq Al^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $Al \geq Al^{inter} = (V^{\max} + \frac{Ma}{0.9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 4. 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	Vmax (KN)	Ma (KN.m)	Al(cm ²)	Al ^{rive} (cm ²)	Al ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	120.14	-48.50	4.14	3.45	3.50	Vérifiée
Secondaires	135.27	-41.52	4.75	3.89	9.93	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 4. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton

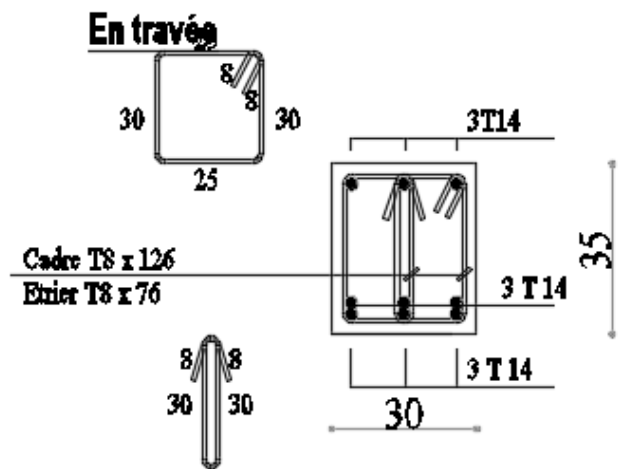
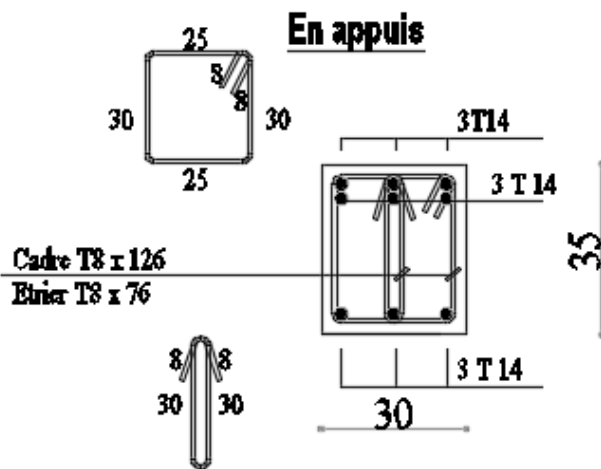
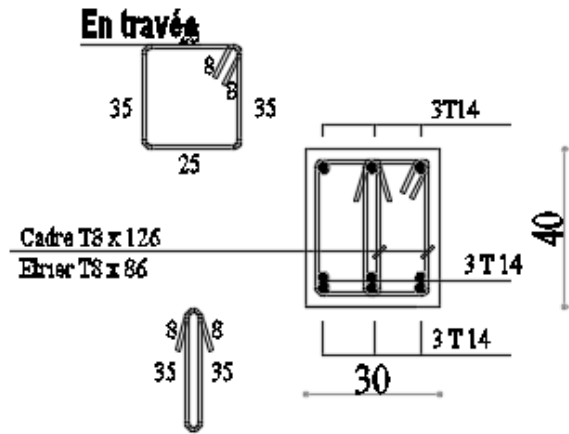
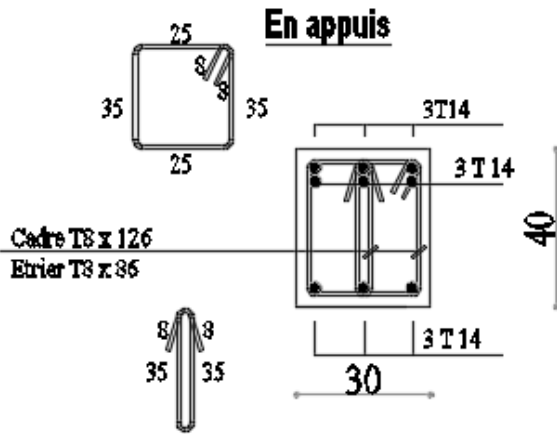
Poutres	Localisation	Mser (KN,m)	As (cm ²)	Y(cm)	i(cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (Mpa)	$\underline{\sigma}$ (Mpa)	
Principales	Travée	35,20	3,39	9,63	47023,00	7,21	15,00	Vérifiée
	Appui	45,56	3,39	9,63	47023,00	9,33	15,00	Vérifiée
Secondaires	Travée	28,64	3,39	9,63	47023,00	5,87	15,00	Vérifiée
	Appui	36,01	3,39	9,63	47023,00	7,37	15,00	Vérifiée

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

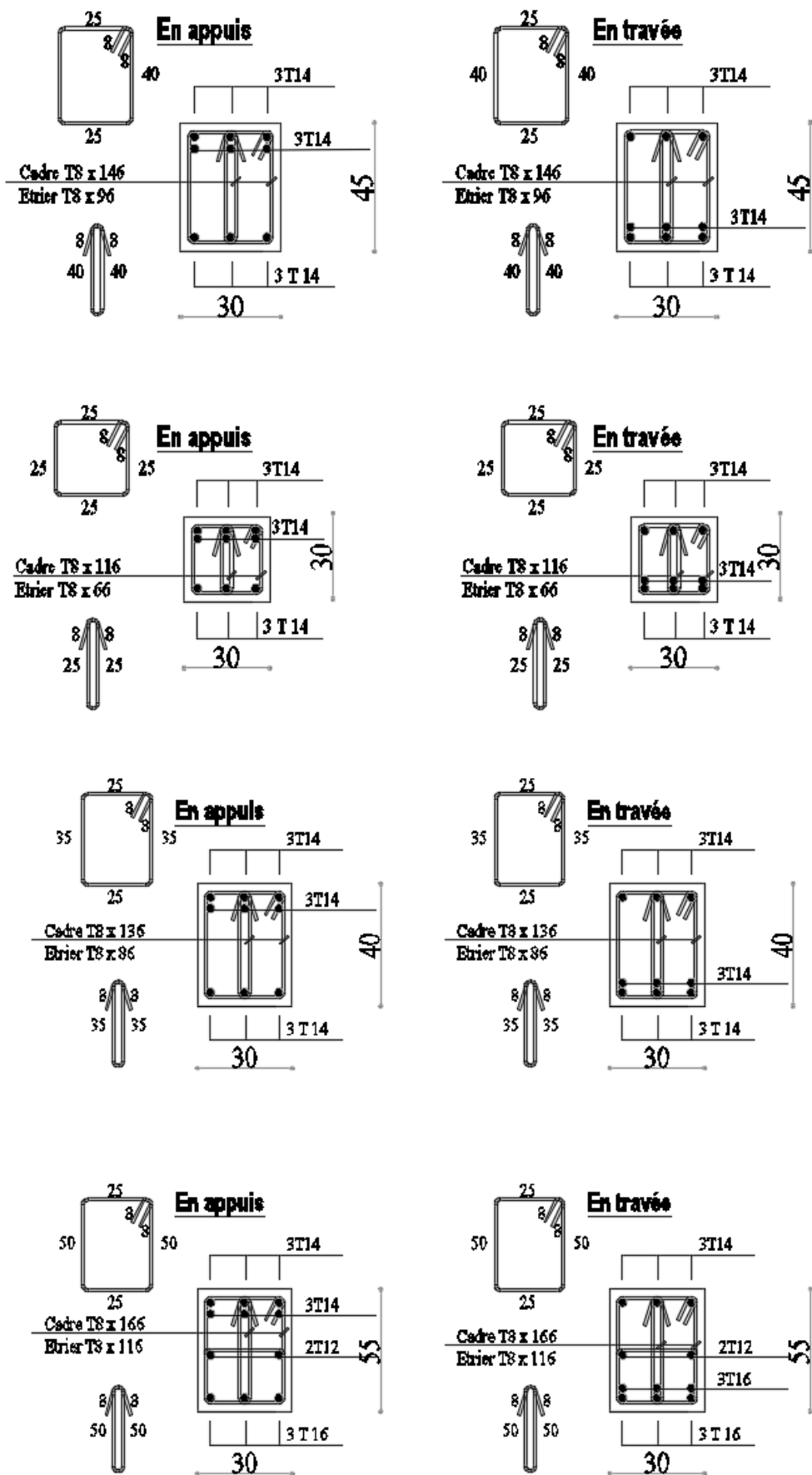
Tableau 4.14 : tableau récapitulatif de ferrillages des poutres principales et secondaires.

Types des poutres			A min (cm ²)		A cal	Barres choisis	A corr	Recouvrement
			BAEL	RPA V(2003)				
Logements	PP1 (30x40)	Travées	11,178	6	12,45	6T14+3T14	13,85	64
		Appuis	11,178	6	11,25	6T14+3T14	13,85	64
	CH 01 (30x35)	Travées	9,78075	4,5	10,47	6T14+3T14	13,85	56
		Appuis	9,78075	4,5	11,89	6T14+3T14	13,85	56
Bibliothèque	PP1 (30x55)	Travées	15,36975	6	17,73	6T16++2T12+3T14	18,94	64
		Appuis	15,36975	6	16,32	6T14+2T12+3T16	17,53	64
	PP2 (30x45)	Travées	12,57525	4,5	12,64	6T14+3T14	13,85	56
		Appuis	12,57525	4,5	12,7	6T14+3T14	13,85	56
	CH 01 (30x30)	Travées	8,3835	4,5	12,64	6T14+3T14	13,85	56
		Appuis	8,3835	4,5	12,5	6T14+3T14	13,85	56
	CH 02 (30x40)	Travées	11,178	6	11,2	6T14+3T14	13,85	56
		Appuis	11,178	6	12,7	6T14+3T14	13,85	56
SALLE J1 SALLE J2 SALLE J3	PP1 (30x30)	Travées	8,3835	4,5	12,2	6T14+3T14	13,85	56
		Appuis	8,3835	4,5	21,56	3T14+6T14	13,85	56
	PP2 (30x45)	Travées	12,57525	6,75	20,41	6T16+3T16+3T14	22,71	64
		Appuis	12,57525	6,75	21,41	6T16+3T16+3T14	22,71	64
	PP3 (30x50)	Travées	13,9725	7,5	22,3	6T16+3T14+2T12	22,71	64
		Appuis	13,9725	7,5	20,1	6T16+3T14+2T12	22,71	64
	CH1 (30x30)	Travées	8,3835	4,5	20,21	6T14+3T14	21,3	56
		Appuis	8,3835	4,5	21,1	6T14+3T14	21,3	56
	CH 2(30x45)	Travées	12,57525	6,75	20,14	6T16+6T14	21,3	64
		Appuis	12,57525	6,75	20,45	6T16+6T14	21,3	64
	CH3 (30x50)	Travées	13,9725	7,5	20,78	6T16+6T14	21,3	64
		Appuis	13,9725	7,5	21,14	6T16+6T14	21,3	64

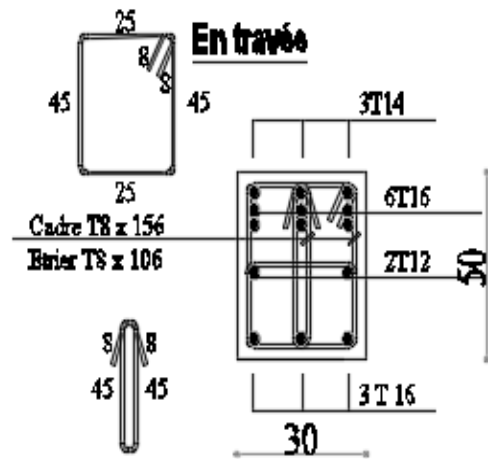
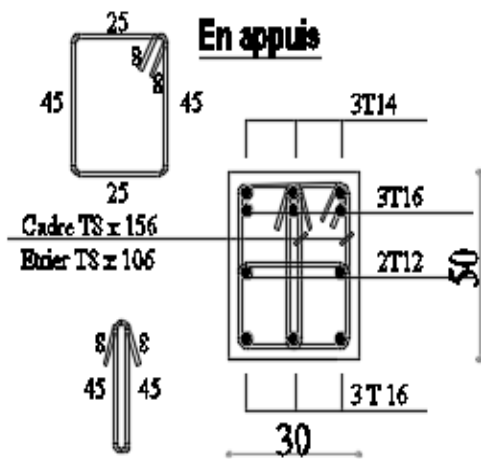
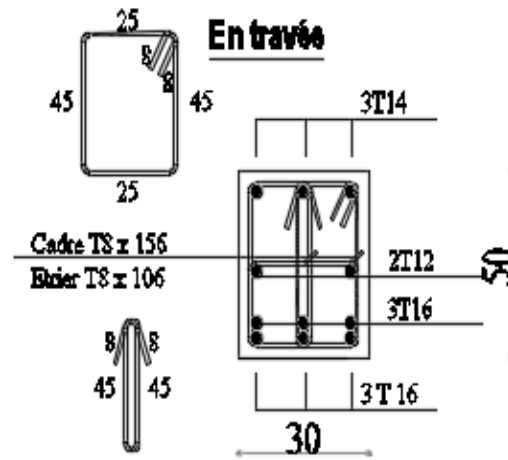
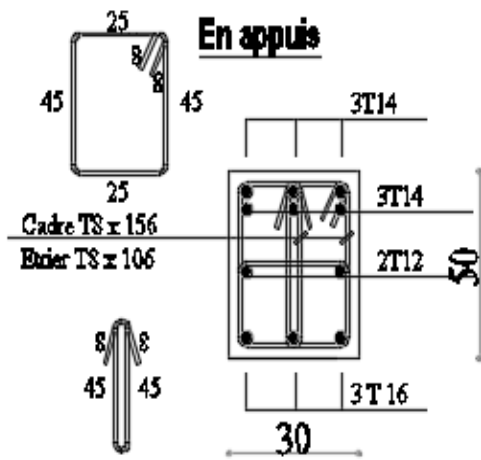
1- Logements :

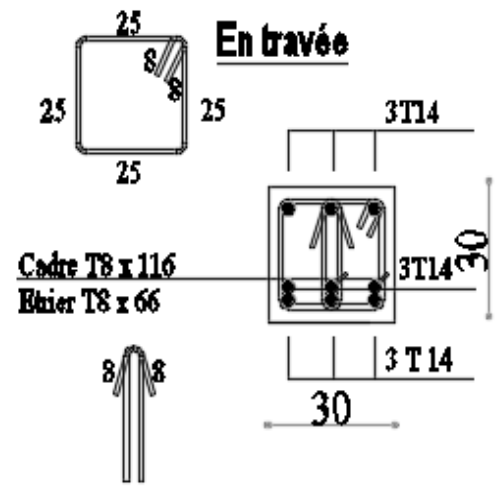
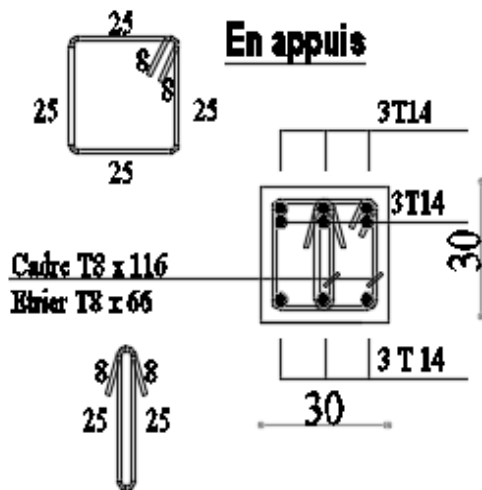
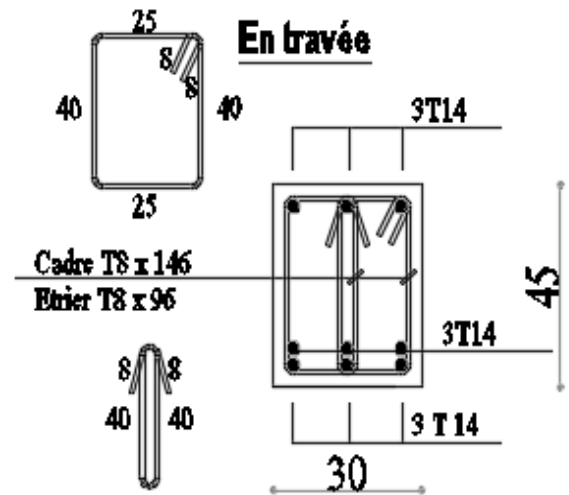
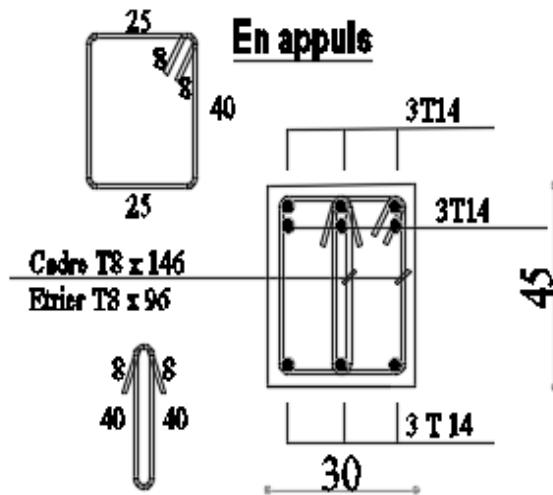


2- Bibliothèque :



3 salle J1-J2-J3 :





VI.1- définition :

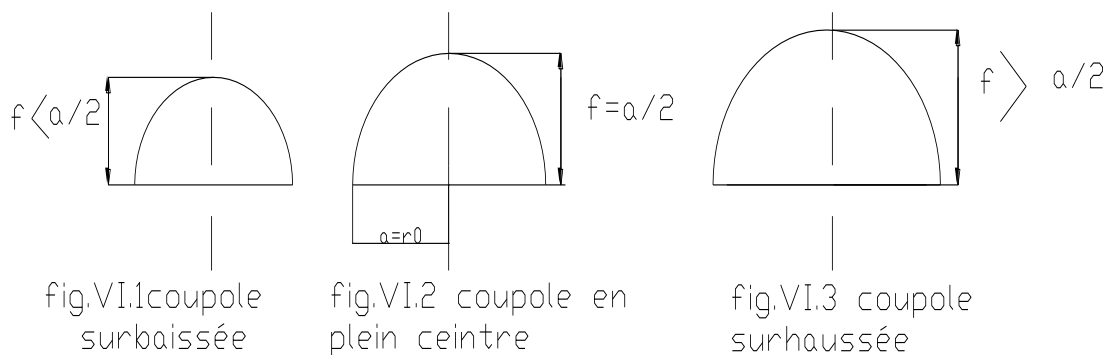
Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme, La plupart du temps circulaire, mais aussi polygonale ou de toute autre forme ;

-Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, plein ceintre, ou surhaussée ;

-La forme de la méridienne peut être très variée ;

-en principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens ;

-elle est munie généralement d'une ceinture de base, reposant sur des appuis soit continues soit ponctuels.



h :la flèche de la coupole ;

a :le diamètre de la coupole

- Une coupole est entièrement définie si l'on connaît l'équation de sa surface et son épaisseur.

VI.2-hypothèses de calcul :

1-le matériau constitutif est continu, homogène, isotrope et élastique (on néglige le retrait, le fluage, plastification ;...etc.) ;

2-les déformations élastiques sont faibles par rapport à l'épaisseur de la coupole ;

3-les sections, avant déformation, se trouvant sur la normale à la surface moyenne et

4-les contraintes normales à la surface moyenne sont nulles.

VI.3-méthode de calcul des coques de révolution :

• **Théorie membraneuse :**

Dans cette théorie, on suppose que seuls les efforts normaux sont considérés.

-conditions :

a- coque mince : flexible \Rightarrow effort de flexion négligeable ;

b- charge continue (pas d'effort concentré) et

c- pas de raidissement brusque.

• **Dans notre projet on a :**

Une coupole sphérique de rayon $D/2=9.3/2=4.65$ m ;

Et de flèche $f=4.3$ m $\Rightarrow f < a/2$

Donc on est dans le 1^{er} cas \rightarrow coupole surbaissée.

- Considérons l'équilibre d'une portion de coupole située au dessus du parallèle définie par l'angle ϕ et dont le rayon $r_0=R.\sin \phi$;
- La position d'un plan méridien est définie par son angle ϕ ;
- La parallèle est définie par l'angle θ que fait la normale à la surface au point correspondant de la méridienne avec l'axe de rotation ;
- On peut déterminer les forces méridiennes n_ϕ et parallèle n_θ :

$$\left\{ \begin{array}{l} n_\phi = -\frac{R\phi}{2.\pi.r_0.\sin \phi} \\ n_\theta = -P.R.\left(\cos \phi - \frac{1}{1 + \cos \phi}\right) \end{array} \right. \quad \text{Tel que :}$$

$R\phi$: la charge totale supportée par la parallèle ;

$R\phi = P.A\phi$ avec

P : le poids propre par unité de surface ;

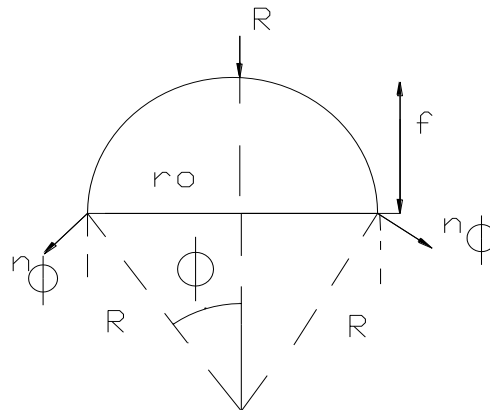
$A\phi$: surface d'une coupole

$A\phi=2.\pi.R.f,$

d'où

$R\phi=P.2.$

$\pi.r.f.$



VI.4-déscente de charge :

Poids propre(par unité de surface)→ $2500xe=2500x0.15=375kg/m^2$

Etanchéité

→

12 kg/m2

P=387kg/m

• **La surface de la coupole :**

$B\phi=2.\pi.R.f$

-calcul du rayon R de la sphère :

$R^2 = r_0^2 + (R - f)^2 \Rightarrow R = \frac{r_0 + f^2 - 1}{2.f}$ Tel que

{ $f=4.9m$ $\theta=Arc\ tg\ r_0/R =45.62$
 $r_0=4.65m$

$R = \frac{4.65^2 + 4.3^2 - 1}{2 \times 4.3} = 4.55\ m$

D'où $B\phi=2x\pi x4.55x4.9$

$B\phi=140.01m^2$

VI.5-Calcul des efforts parallèles max et méridiens max :

a - l'effort méridien du au poids propre P :

$n\phi = -\frac{P \times R}{1 + \cos \phi}$

b- l'effort parallèle du au poids propre P :

$$n\theta = -P \times R \times \left(\cos \phi - \frac{1}{1 + \cos \phi} \right)$$

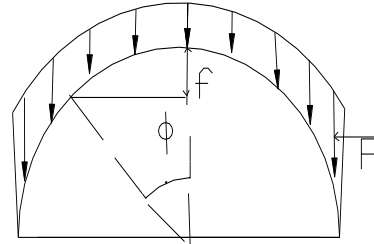


Figure.VI.4 schéma d'une coupole soumise à son poids propre

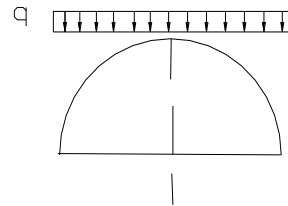


Figure VI.5. Schéma d'une coupole soumise à une surcharge q

c- l'effort méridien du à la surcharge q :

$$q=100\text{kg/m}^2$$

$$n\phi = -\frac{q}{2} \times R$$

d- l'effort parallèle du à la surcharge q :

$$n\theta = -\frac{1}{2} \times q \times R \times \cos(2.\phi)$$

Tableau VI.1 :
tableau récapitulatif des efforts méridiens et parallèles selon l'angle ϕ

ϕ		0	20°	40°	46°
n ϕ	P	-880.43	-907.8	-997.0	-1039.0
	q	-227.5	-227.5	-227.5	-227.5
n θ	p	-880.43	-739.02	-345.2	-184.29
	Q	-227.5	-174.28	-39.5	7.94

-l'effort méridien max du :

1-au poids propre $p_{max} = -1039.06 \text{kg/mL}$

2-à la surcharge $q_{max} = -227.5 \text{kg/mL} \Rightarrow n\phi_{max} = 1.35.p_{max} + 1.5.q_{max} = -1743.98 \text{kg/mL}$

-l'effort parallèle max :

1-à la traction :

$P_{max} = -184.29 \text{kg/mL}$

$Q_{max} = 7.94 \text{kg/mL}$

$\Rightarrow n\theta_{max} = -236.88 \text{kg/mL}$

2-à la compression :

$P_{max} = -880.43 \text{kg/mL}$

$Q_{max} = -227.5 \text{kg/mL}$

$\Rightarrow n\theta_{max} = -1529.83 \text{kg/mL}$

VI.6-calcul du ferrailage :

- **Dans le sens des méridiens :**

Compression $\rightarrow N = -17439.8 \text{N}$

$$A' = \frac{N - \sigma_b \cdot B \cdot 100}{\sigma_2 \times 100} = \frac{17439.8 - 14.2 \times 100 \times 10 \times 100}{348 \times 100} = -40 < 0$$

$$A' = 0$$

$$A_{min} \geq \min \left[\frac{0.2 \times b \times \square}{100}; \frac{8 \cdot (b + \square)}{100} \right] = (2; 8.8) = 8.8 \text{cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{min} 8.8 \text{cm}^2/\text{mL}$$

Le choix :

$$8T12/mL \rightarrow A=9.05 \text{ cm}^2/mL$$

- **Dans le sens des parallèles :**

a- traction :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 20$$

$$A\theta = \frac{n\theta_{max}}{\sigma_s} \quad 4.35$$

MPa

$$A = \frac{2507.6}{204.35 \times 100} = 0.13 \text{ cm}^2/mL$$

b- compression :

$$A' = \frac{N - \sigma_b \cdot B \cdot 100}{\sigma_2 \times 100} = \frac{17439.8 - 14.2 \times 100 \times 10 \times 100}{348 \times 100} < 0$$

$$A' = 0$$

$$A = \max(A_{comp}; A_{trac}) = 0.13 \text{ cm}^2/mL$$

-

Le choix :

$$8T12/mL \rightarrow A=9.05 \text{ cm}^2/mL$$



Chapitre VII

Etude des voiles

7 Chapitre 7 :

7.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure , on distingue trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures et
- 3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ETABS.

7.2 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

[RPA99/2003/V.5.2]

7.2.1 Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VIII.1) , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

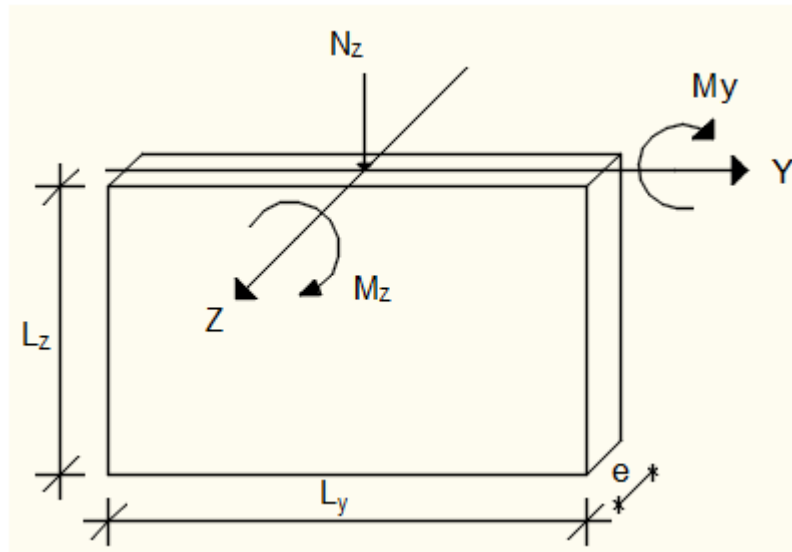


Figure.7. 1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens z-z :

$N_z ; M_y$ □ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. 7.2)

Sens y-y :

$N_z ; M_z$ □ section des armatures verticales parallèles au parement du voile (Voir figure.7.2).

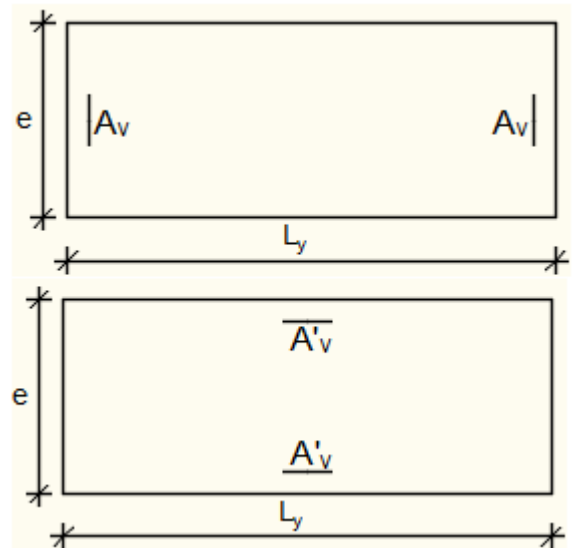


Figure.7.2: les sections de calcul

➤ **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

• **Armatures minimales :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile $A_V \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur de la largeur $L/10$ du voile (figure VII.3). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} \cdot e$

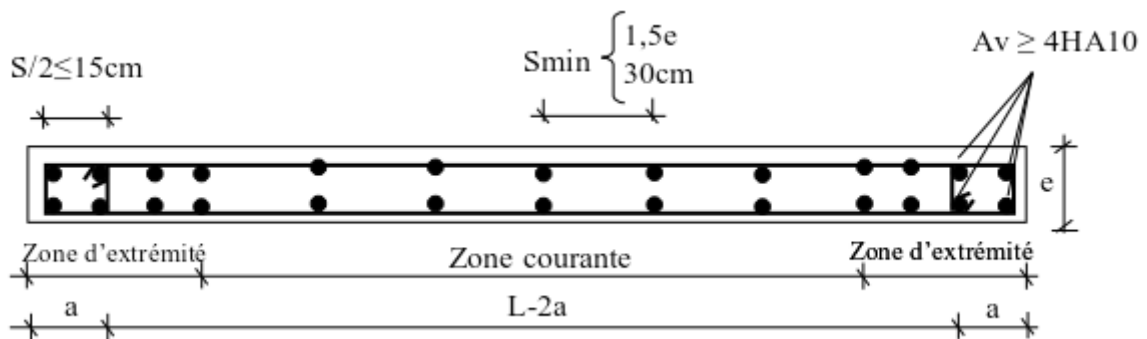


Fig.7.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

7.2.2 Les Armatures horizontales :

Les armature horizontales sont calculés à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

➤ **Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]**

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur De 10 φ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous

l'action des différentes combinaisons est possible et

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

7.3 Exemple de calcul

7.3.1 Bibliothèque :

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (Etabs) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau. 7.1 : Les sollicitations de calcul du voile

$N[KN]$	$Mx[KN.m]$	$My[KN.m]$	$T[KN]$
14.538	16.548	17.514	5.71

❖ Situation accidentelle :

♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

$N = -14.538 \text{ KN}$.

$M_y = 16.548 \text{ KN.m}$

Position du point d'application de l'effort normal N :

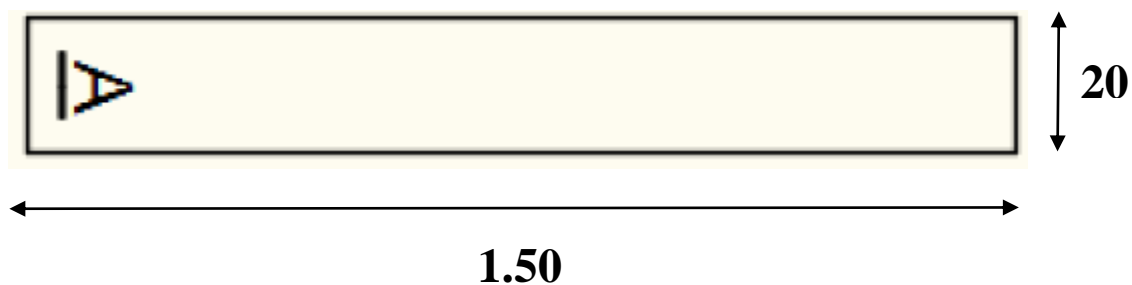


Fig.VII.4: Section de calcul de voile suivant l'axe xx.

$e_0 = \frac{Mx}{N} = \frac{16.548}{14.538} = 1.14 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :
 $(0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c1) - M1$

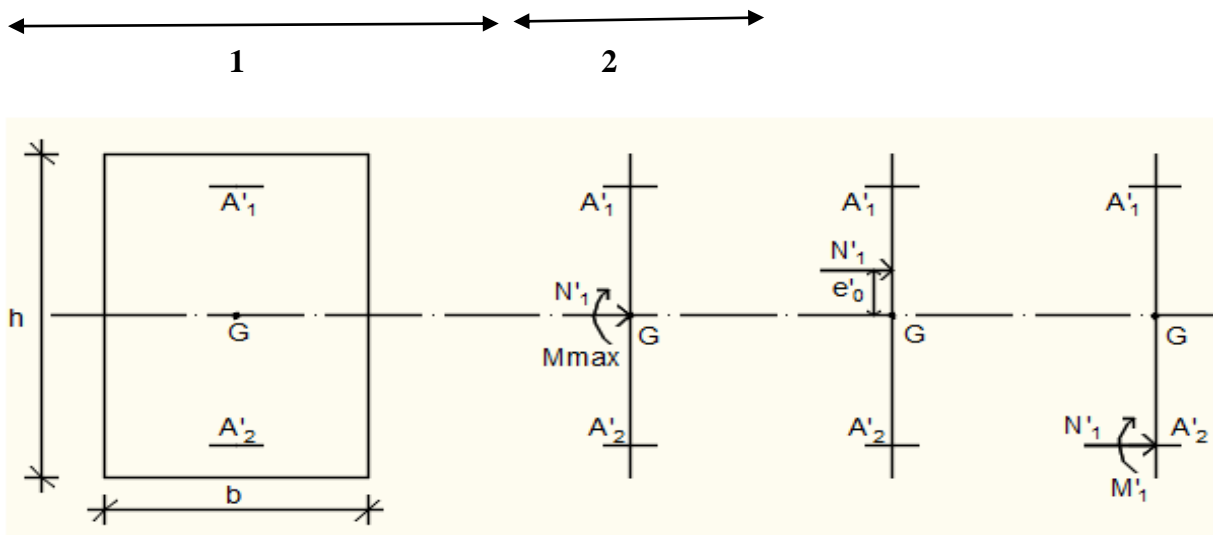


Fig.VII.5: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 16.548 + 14.538 \times (1.35 - \frac{1.5}{2})$$

$$M_1 = 25.2708 \text{ KN.m}$$

$$(1) (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.15) \times (18.48 \times 20 \times 150) = 21288.96 \text{ KN.m}$$

$$(2) 14.538 \times (1.35 - 0.15) - 16.548 = 0.8976 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

(1) > (2) la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1 .

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = 2.46 \times 10^{-5}$$

$$\mu = 2.46 \times 10^{-5} < \mu_L = 0.379 \quad A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 2.5 \times 10^{-5}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = 30.95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30.59 \text{ cm}^2$$

• Les armatures minimales : **RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(150 - 2 \times 30) \times 15] \times 0,10\% = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,15\% \times L \times e \Rightarrow A_2 = 3.375 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_1 ; A_2) \Rightarrow A = 30.59 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$e'_0 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{8.753}{207.479} = 0.042 < \frac{h}{6} \text{ la section est entièrement comprimée.}$$

Tableau 7.2 : les données de la bibliothèque :

Données				
Géométrie	Largeur du voile	b	0.30	m
	Longueur du voile	L	1.50	m
	surface	A	0.45	m ²
	Moment d'inertie	I	0.0562	m ⁴
Matériaux	Contrainte d'acier utilisé	fe	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	Fc28	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	moment	M	16.548	KN.m
	Effort normal	N	14.538	KN
	Effort tranchant calculé V	V	10.131	KN
	Effort tranchant V'=1.4V	V'	14.1834	KN

Résultats :

7.3.1.1 Contrainte dans le béton :

σ_1	N / S - 6 M / ep x L2	-229.57 t/m ²
σ_2	N / S - 6 M / ep x L2	358.80 t/m ²

7.3.1.2 Section d'acier dans la zone tendue :

$f_e = 400$ MPa

Longueur de la zone tendue Lt	0.59 m
Effort de traction F	10.08 t

$A_s = 2.52$ cm²

7.3.1.3 Section d'acier minimale dans la zone tendue d'après le RPA99 /Version 2003 :

$A_s = 2.60$ cm²

7.3.1.4 Section d'acier choisi dans la zone tendue :

$A_s = 4.31$ cm²

7.3.1.5 Vérification de contrainte de compression :

$f_{c28} = 25$ MPa

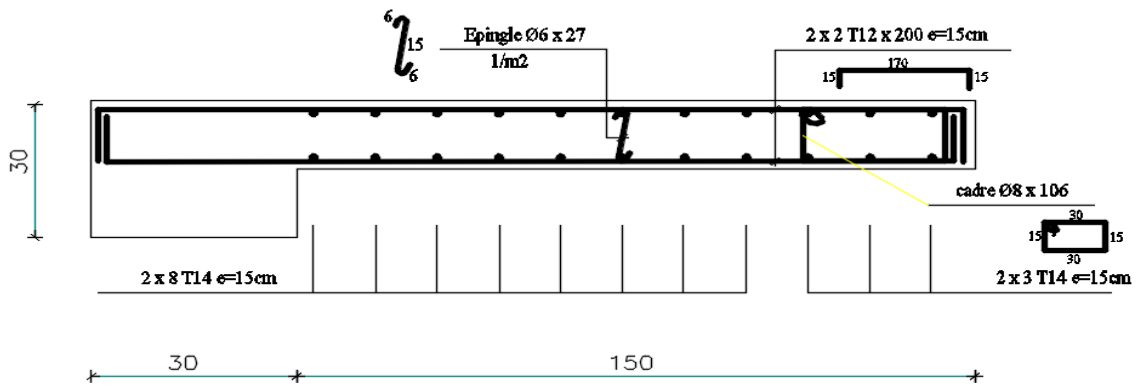
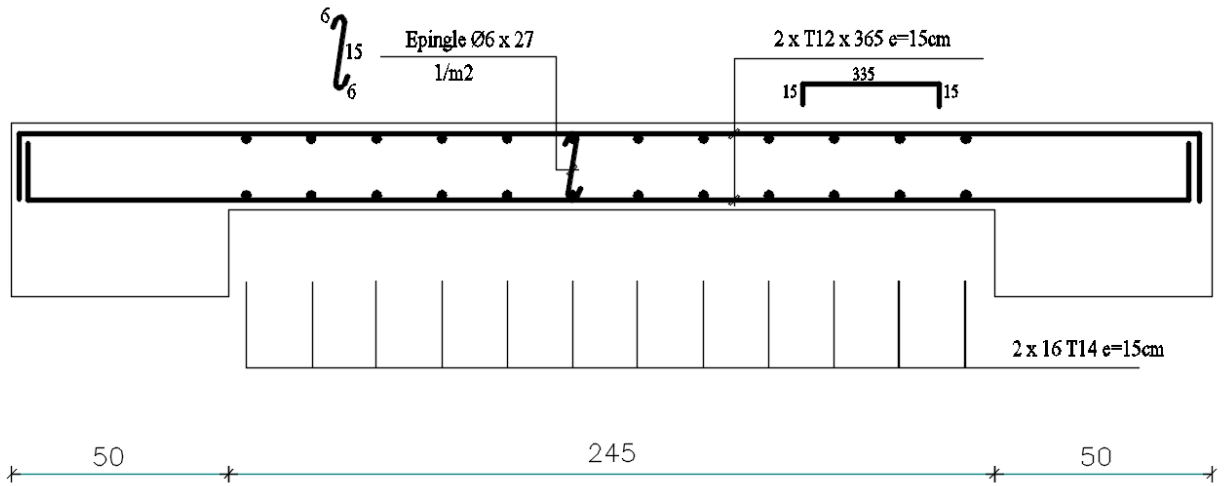
$\sigma_2 = 18.48$ MPa

$\sigma'_{fc} = 462.00$

7.3.1.6 Ferrailage longitudinal des voiles

Tableau 7.2 : ferrailages des voiles

blocs	Mx	My	N	V	Choix des armatures	A _{adoptée}
J1	12.313	2.436	57.127	5.71	16T14	24.63
J2	0.271	1.612	34.894	0.592	3T14	4.62
Bibliothèque	16.548	17.514	14.538	10.131	3T14	4.62
Salle prière femme	2.728	1.905	66.826	1.193	3T14	4.62





Chapitre VIII

Etude de minaret

8 Chapitre 8 :

8.1 1 Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage objet de notre étude et avoir passer en revue l'état des lieux de la structure du Minaret, nous passons dans le présent chapitre à la vérification de la résistance de cette structure.

8.2 2. étude du vent :

8.2.1 Introduction :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la Structure.

8.2.2 Principes du RNV99 :

- Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- Le Minaret à étudier est de forme carre donc l'étude se fera sur une seule paroi
- Dans notre cas, il n'y pas de pression intérieure.

Données relatives au site :

Se trouve en zone IIa (Oran) (chapitre II-bases de calcul)

Zone	q_{ref} N/m ²	q_{temp} N/m ²
II	470	415

Tableau 8.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Avec :

- q_{ref} (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).
- q_{temp} (N/m²) : pression de référence pour les constructions temporaires (durée d'utilisation inférieur à 5ans).

Catégories de terrain :

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
IV Zones urbaines	0.24	1	16	0.46

Tableau 8.2 : Définition des catégories de terrain.

- K_t : Facteur de terrain.

- Z0 : paramètre de rugosité.
- Zmin : hauteur minimale.
- ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.

Le coefficient dynamique Cd :

Il est déterminé à l'aide des abaques 3-1 à 3-7 du rnv99

Pour les Minaret à structure béton arme on utilise l'abaque 3-7.

Cd est donné en fonction de :

- B (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
 - H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.
 - Coefficient de topographie :
- Site plat Ct=1.

La pression du vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Pression dynamique qdyn(Zj) :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

Ce : coefficient d'exposition au vent

Coefficient d'exposition au vent :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{K_t}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right) \right]$$

- Coefficient de rugosité Cr(z) :

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

8.2.3 Calculs :

8.2.3.1 Déterminations du Cd :

$$h=23.8m \quad b=3m \rightarrow Cd=0.95$$

8.2.3.1.1 Coefficient de rugosité Cr(Z) :

NIVEAU	Zj(m)	Cr(Zj)
RDC	2.38	0.665
1	4.76	0.665
2	7.14	0.665
3	9.52	0.665
4	11.90	0.665
5	14.28	0.665
6	16.66	0.675
7	19.04	0.707
8	21.42	0.735
9	23.8	0.760

Tableau VIII 3 : Coefficient de rugosité.

8.2.3.2 Coefficient d'exposition au vent Cex(Z) :

Notre structure est considéré peu sensible aux vibrations

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{K_t}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right) \right]$$

Niveau	Zj(m)	Ct	Cr(Zj)	Cex(Z)
RDC	2.38	1	0.665	1.559425
1	4.76	1	0.665	1.559425
2	7.14	1	0.665	1.559425
3	9.52	1	0.665	1.559425
4	11.90	1	0.665	1.559425
5	14.28	1	0.665	1.559425
6	16.66	1	0.675	1.589625
7	19.04	1	0.707	1.687609
8	21.42	1	0.735	1.775025
9	23.8	1	0.760	1.8544

Tableau VIII 4 : Coefficient d'exposition au vent.

8.2.3.3 La pression dynamique qdyn :

NIVEAU	Zj(m)	qref (N/m ²)	Cex(Z)	Q _{DYN} (Zj)N/m ²
RDC	2.38	470	1.559425	732.92975
1	4.76	470	1.559425	732.92975
2	7.14	470	1.559425	732.92975
3	9.52	470	1.559425	732.92975
4	11.90	470	1.559425	732.92975
5	14.28	470	1.559425	732.92975
6	16.66	470	1.589625	747.12375
7	19.04	470	1.687609	793.17623
8	21.42	470	1.775025	834.26175
9	23.8	470	1.8544	871.568

Tableau VIII 5 : La pression dynamique.**Calcul des coefficients des pressions :**

1) Coefficients de pression extérieure :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

Cpe = Cpe.1 si $S \leq 1 \text{ m}^2$

Cpe = Cpe.1 + (Cpe, 10 + Cpe.1) x log₁₀(S) si $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

Cpe = Cpe.10 si $S \geq 10 \text{ m}^2$ (§1.1.1.2 RNV99)[1]

Dans notre cas : $S = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2 \dots \dots \dots 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

La direction du vent V₁ :

➤ **Pour les parois verticales :**

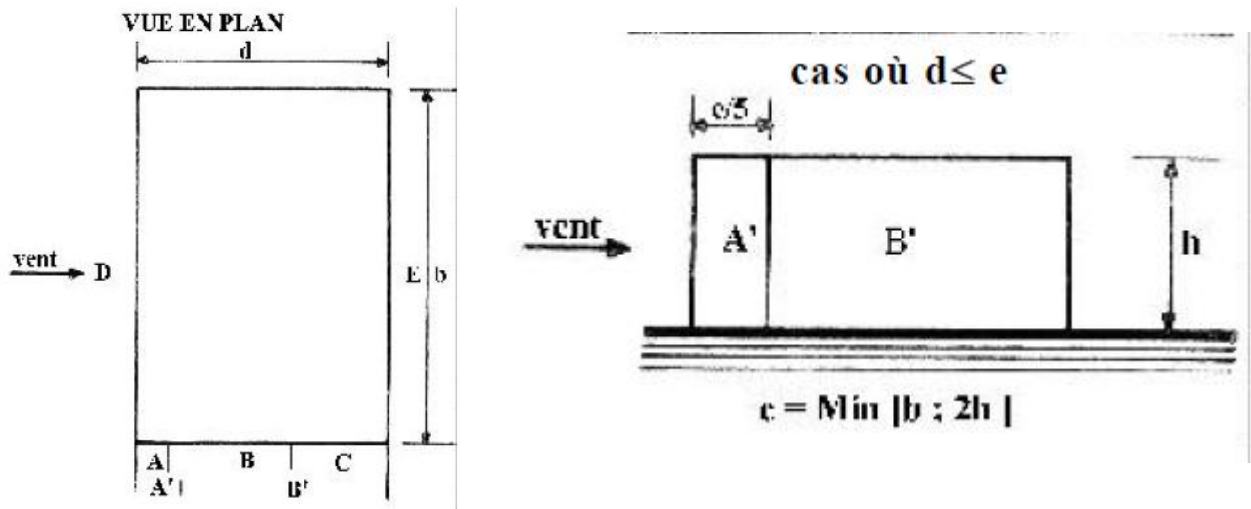
$b = 3 \text{ m}$ $h = 23.8 \text{ m}$ $d = 3 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = (3 ; 2(23.8)) = 3 \text{ m}$

donc :

Cpe = Cpe.1 + (Cpe, 10 + Cpe.1) x log₁₀(S)

$e = d$ La paroi est divisée comme indiquée:



Vue en élévation

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau 8.6 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère et l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003



Chapitre IX

Etude de L'infrastructure

9 Chapitre 9 :

9.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

9.2 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.

- Semelles filantes.

- Radier général.

- **Fondations profondes :**

- fondations sur puits (semi profondes).

- Fondations sur pieux (profondes)

- **Fondations spéciales :**

- fondation avec sous pression d'eau

- fondation en terrain instable

- fondation anti-vibratile.

De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

9.3 Combinaisons d'actions

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$

- $0.8\times G\pm E$

9.4 Calcul des semelles :

9.4.1 Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

9.4.2 Semelle filante (bibliothèque) :

9.4.2.1 Données

Données		
Largeur du mur	b =	1,2 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q	Nser =	0,0349 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	0,0475 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q sol = 0,2 MPa
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type :	1

9.4.2.2 Pré dimensionnement :

Résultats		
Aire et dimension approchée	(Nu / q sol)	S1 = B1 = 0,24 m ²
Choix des dimensions	B > B1	B = 3,35 m
Détermination du type de semelle	si [(B - b) / 2] < 15 cm ==> ==> Semelle de petite dimension si [(B - b) / 2] > 15 cm ==> ==> Semelle de grande dimension	Semelle de grande dimension
Hauteur minimale de la semelle	Petite dimens° = 2 x [((B - b) / 2) + 5 cm] Grande dimens° = [(B - b) / 4] + 5 cm	Ht.mini = 0,59 m
Choix de la hauteur de la semelle		Ht = 0,4 m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d = 0,80 m

9.4.2.3 Vérification

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	$B \times 1.00$	$S = 3,35 \text{ m}^2$
Poids propre de la semelle	$(B \times 1.00 \times Ht \times 0.025)$	$Pp = 0,0712 \text{ MN}$
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	$N = 0,1187 \text{ MN}$
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	$q' = 0,035 \text{ MPa}$
Contrôle	$(q' < q)$	vérifié

9.4.2.4 Ferrailage

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	$Ft28 = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((\eta \times Ftj)^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$
Section d'acier de chainage minimal	$(1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 500}) = (1,6 \times B)$ $(2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 400}) = (2,00 \times B)$ Remarque : Si $B < 1,00\text{m} = (1,6 \text{ ou } 2,00 \text{ cm}^2)$	$Ax . \text{mini} = 6,70 \text{ cm}^2$
Nappe supérieure	Petite dimens° =>> pas de ferrailage Grande dimens° = $(Nser / 8) \times [(B - b) / (d \times \sigma_{st})]$	$Ay = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
Nappe inférieure	Petite dimens° = $Ax . \text{mini}$ Grande dimens° = $\text{maxi} (Ay / 4 ; Ax . \text{mini})$	$Ax // b = 6,70 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	$Ay \Rightarrow T12$ $Ax \Rightarrow T12$

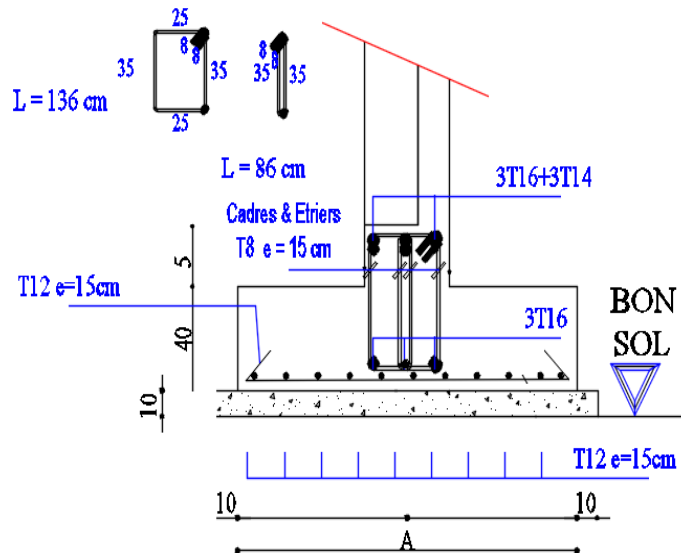


Figure 9.1 dessin de ferrailage

9.4.3 Semelle continue (salle prière femme)

9.4.3.1 Données

Données		
Largeur du mur	b =	1,2 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q	Nser =	0,0739 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	0,1006 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q sol = 0,2 MPa
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type :	1

9.4.3.2 Pré dimensionnement :

Résultats		
Aire et dimension approchée	(Nu / q sol)	S1 = B1 = 0,50 m ²
Choix des dimensions	B > B1	B = 4,00 m
Détermination du type de semelle	si [(B - b) / 2] < 15 cm ==> ==> Semelle de petite dimension si [(B - b) / 2] > 15 cm ==> ==> Semelle de grande dimension	Semelle de grande dimension
Hauteur minimale de la semelle	Petite dimens° = 2 x [(B - b) / 2] + 5 cm] Grande dimens° = [(B - b) / 4] + 5 cm	Ht.mini = 0,75 m
Choix de la hauteur de la semelle		Ht = 0,40 m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d = 0,35 m

9.4.3.3 Vérification

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	B x 1.00	S = 4,00 m ²
Poids propre de la semelle	(B x 1.00 x Ht x 0.025)	Pp = 0,0400 MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N = 0,1406 MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' = 0,035 MPa
Contrôle	(q' < q)	vérifié

9.4.3.4 Ferrailage

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 = 2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj) ^{1/2}))) FTP = 0.80 x σst (FP)	σst = 201,63 MPa
Section d'acier de chaînage minimal	(1,6 cm ² / ml pour HA 500) = (1,6 x B) (2,00 cm ² / ml pour HA 400) = (2,00 x B) Remarque : Si B < 1,00m = (1,6 ou 2,00 cm ²)	Ax .mini = 8,00 cm ²
Nappe supérieure	Petite dimens° ==> pas de ferrailage Grande dimens° = (Nser / 8) x [(B - b) / (d x σst)]	Ay = 3,67 cm ² / ml
Nappe inférieure	Petite dimens° = Ax . mini Grande dimens° = maxi (Ay / 4 ; Ax . mini)	Ax // b = 8,00 cm ²
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	Ay => T12 Ax => T12

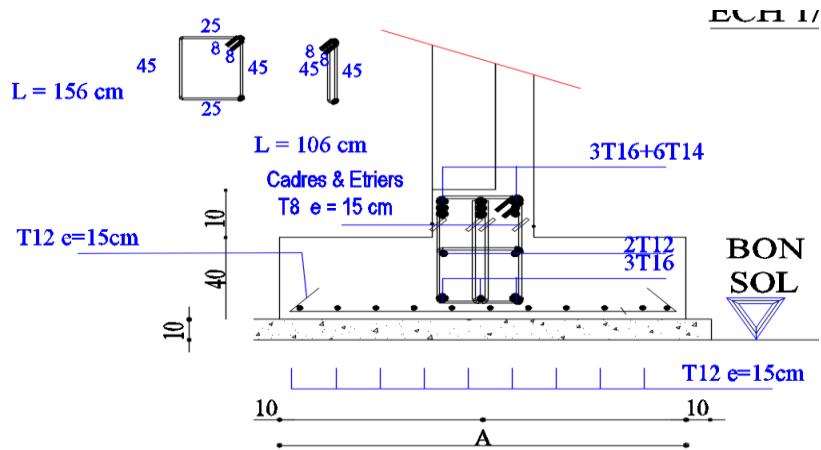


Figure 9.2 dessin de ferrailage

9.4.4 Semelle filante (logement)

9.4.4.1 Données

Données		
Largeur du mur	b =	1,2 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q	Nser =	0,0477 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	0,065 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q sol = 0,2 MPa
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type :	1

9.4.4.2 Pré dimensionnement :

Résultats		
Aire et dimension approchée	(Nu / q sol)	S1 = B1 = 0,33 m ²
Choix des dimensions	B > B1	B = 2,40 m
Détermination du type de semelle	si [(B - b) / 2] < 15 cm ==> ==> Semelle de petite dimension si [(B - b) / 2] > 15 cm ==> ==> Semelle de grande dimension	Semelle de grande dimension
Hauteur minimale de la semelle	Petite dimens ^o = 2 x [(B - b) / 2] + 5 cm] Grande dimens ^o = [(B - b) / 4] + 5 cm	Ht.mini = 0,35 m
Choix de la hauteur de la semelle		Ht = 0,40 m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d = 0,35 m

9.4.4.3 Vérification

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	$B \times 1.00$	$S = 2,40 \text{ m}^2$
Poids propre de la semelle	$(B \times 1.00 \times Ht \times 0.025)$	$Pp = 0,0240 \text{ MN}$
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	$N = 0,0890 \text{ MN}$
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	$q' = 0,037 \text{ MPa}$
Contrôle	$(q' < q)$	vérifié

9.4.4.4 Ferrailage

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	$Ft28 = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((\eta \times Ftj)^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$
Section d'acier de chaînage minimal	$(1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 500}) = (1,6 \times B)$ $(2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 400}) = (2,00 \times B)$ <u>Remarque</u> : Si $B < 1,00\text{m} = (1,6 \text{ ou } 2,00 \text{ cm}^2)$	$Ax . \text{mini} = 4,80 \text{ cm}^2$
Nappe supérieure	Petite dimens° =>> pas de ferrailage Grande dimens° = $(N_{ser} / 8) \times [(B - b) / (d \times \sigma_{st})]$	$Ay = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
Nappe inférieure	Petite dimens° = $Ax . \text{mini}$ Grande dimens° = $\text{maxi} (Ay / 4 ; Ax . \text{mini})$	$Ax // b = 4,80 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	$Ay \Rightarrow T12$ $Ax \Rightarrow T12$

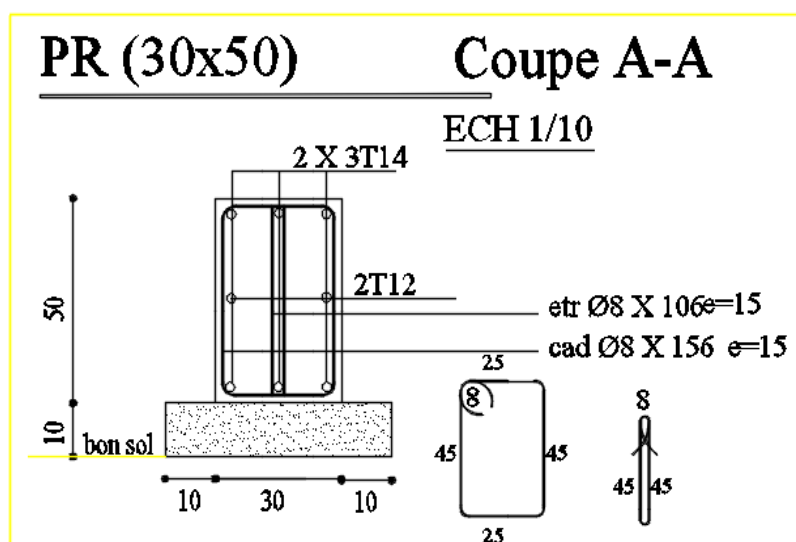


Figure 9.3 dessin de ferrailage

9.4.5 Semelle filante (J1)

9.4.5.1 Données

Données		
Largeur du mur	b =	2 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q	Nser =	0,0709 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	0,0955 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q sol = 0,2 MPa
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type :	1

9.4.5.2 Pré dimensionnement

Résultats		
Aire et dimension approchée	(Nu / q sol)	S1 = B1 = 0,48 m²
Choix des dimensions	B > B1	B = 2,50 m
Détermination du type de semelle	si [(B - b) / 2] < 15 cm ==> ==> Semelle de petite dimension si [(B - b) / 2] > 15 cm ==> ==> Semelle de grande dimension	Semelle de grande dimension
Hauteur minimale de la semelle	Petite dimens° = 2 x [((B - b) / 2) + 5 cm] Grande dimens° = [(B - b) / 4] + 5 cm	Ht.mini = 0,18 m
Choix de la hauteur de la semelle		Ht = 0,8 m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d = 0,35 m

9.4.5.3 Vérification

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	B x 1.00	S = 2,50 m²
Poids propre de la semelle	(B x 1.00 x Ht x 0.025)	Pp = 0,0250 MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N = 0,1205 MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' = 0,048 MPa
Contrôle	(q' < q)	vérifié

9.4.5.4 Ferrailage

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 = 2,10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2))) FTP = 0.80 x σst (FP)	σst = 201,63 MPa
Section d'acier de chaînage minimal	(1,6 cm² / ml pour HA 500) = (1,6 x B) (2,00 cm² / ml pour HA 400) = (2,00 x B) Remarque : Si B < 1,00m = (1,6 ou 2,00 cm²)	Ax .mini = 5,00 cm²
Nappe supérieure	Petite dimens° ==> pas de ferrailage Grande dimens° = (Nser / 8) x [(B - b) / (d x σst)]	Ay = 0,63 cm² / ml
Nappe inférieure	Petite dimens° = Ax . mini Grande dimens° = maxi (Ay / 4 ; Ax . mini)	Ax // b = 5,00 cm²
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	Ay ==> T12 Ax ==> T12

9.4.6.3 Vérification

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	$B \times 1.00$	$S = 2,50 \text{ m}^2$
Poids propre de la semelle	$(B \times 1.00 \times Ht \times 0.025)$	$Pp = 0,0531 \text{ MN}$
Charge totale sur le sol	$(Nu + Pp)$	$N = 0,1388 \text{ MN}$
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	$q' = 0,056 \text{ MPa}$
Contrôle	$(q' < q)$	vérifié

9.4.6.4 Ferrailage

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times Fc28)$	$Ft28 = 2,10 \text{ MPa}$
Contrainte de traction de l'acier	$FP = \text{mini} (2/3 Fe ; \text{maxi} (1/2 Fe ; 110 \times ((\eta \times Ftj)^{1/2})))$ $FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$
Section d'acier de chaînage minimal	$(1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 500}) = (1,6 \times B)$ $(2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml pour HA 400}) = (2,00 \times B)$ Remarque : Si $B < 1,00\text{m} = (1,6 \text{ ou } 2,00 \text{ cm}^2)$	$Ax . \text{mini} = 5,00 \text{ cm}^2$
Nappe supérieure	Petite dimens° =>> pas de ferrailage Grande dimens° = $(Nser / 8) \times [(B - b) / (d \times \sigma_{st})]$	$Ay = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
Nappe inférieure	Petite dimens° = $Ax . \text{mini}$ Grande dimens° = $\text{maxi} (Ay / 4 ; Ax . \text{mini})$	$Ax // b = 5,00 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	$Ay \Rightarrow T12$ $Ax \Rightarrow T12$

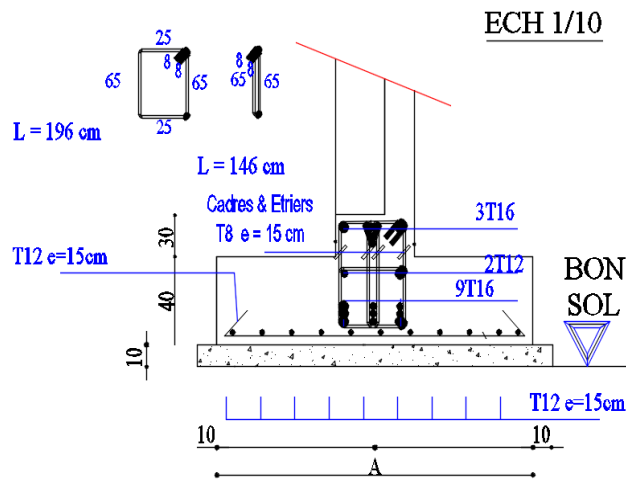


Figure 9.5 dessin de ferrailage

9.4.7 Etude du radier (minaret) :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axe des poteaux. On peut opter alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné. Ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plupart de cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

A cause de la hauteur du minaret et de son poids on prévoit un radier qui englobe le minaret ainsi que tous les poteaux qui entourent le minaret ceci procurera une stabilité accrue à l'ouvrage

9.4.7.1 Dimensions du radier

Épaisseur du radier :

Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 1,72m$$

$$\text{Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'ou : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 2,7m \quad E = 3.21 \times 10^6 t/m^2 \quad K = 4000 t/m^3$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$\text{On prend : } h = 0,31m \Rightarrow h = 35 m$$

9.4.7.2 Calcul de la surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_1}{S_{\min}} \geq \sigma_{sol}$$

D'où :

$$S_{\min} \geq \frac{N_1}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

Donc : $S_{\min} = 12,71 \text{ m}^2$

L'emprise totale du radier est de : $3 \times 3 = 9 \text{ m}^2 < 12,71 \text{ m}^2$

9.4.7.3 Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

Etat limite de service (ELS) :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{rad}}{S_{rad}} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{sol} = \frac{45,79}{20} = 2,29 < 20 \text{ t/m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ult} + P_{rad}}{S_{rad}} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{sol} = \frac{43,66}{20} = 2,18 < 20 \text{ t/m} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

9.4.7.4 Vérification de la stabilité du radier

D'après le RPA99 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

$$N = 0,8 N_G = 20,33 \text{ t}$$

$$e = \frac{79,47}{20,33} = 3,90 < \frac{23,8}{4} = 5,95 \text{ Vérifié}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

9.4.7.5 Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de Poisson et du rapport ρ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1$$

a) Panneau :

Etats limite ultime (ELU)

$$q_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{radier}} = 5,659 \text{ t/m}^2$$

Etats limite de service (ELS)

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} = 4,155 \text{ t/m}^2$$

ELS : $\nu = 0.2$

Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = \frac{qL_x^2}{8}$$

$$M_y = 0$$

Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$M_x = \mu_x qL_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

b) Panneaux de rive :

Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

c) Panneaux intermédiaires :

Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_{ad} + M_{ag}) / 2 \geq 1.25 M_0$$

Ferraillage longitudinal : le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

Ferrailage transversal : les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$V_u \leq 0.05f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

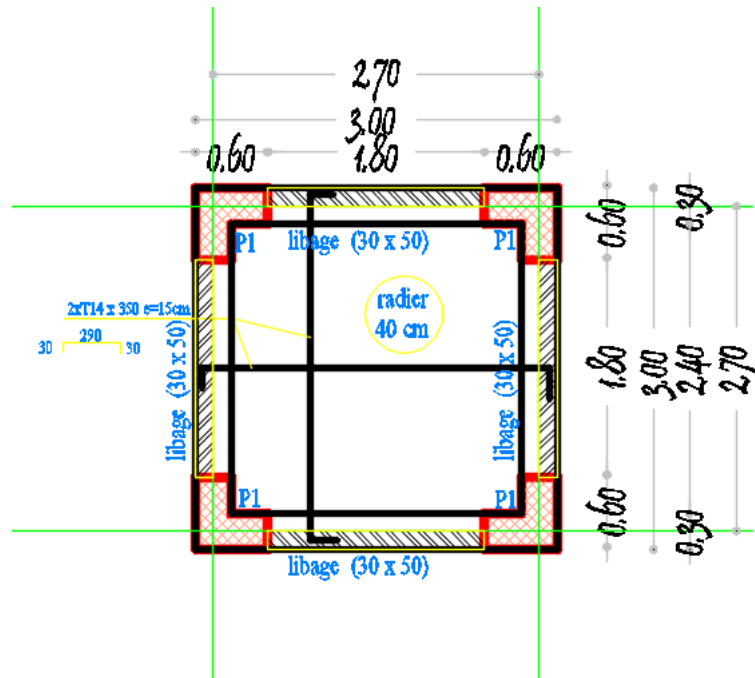


Figure 9.6 dessin de ferrailage

CONCLUSION

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certains méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec l'entreprise qui nous permet d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Enfin notre objectif est de réduire le risque sismique, il faut avoir une connaissance dans ce domaine. Pour notre structure on se contente de traité par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles.

Références bibliographique

REGLEMENTS

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R B.C2.2

Les fichiers EXCEL

- Feuille d'EXCEL calcul des plancher (chapitre III)
- Feuille d'Excel calcul des escaliers (chapitre IV)
- Feuille d'EXCEL calcul des voiles (chapitre VII)
- Feuille d'EXCEL calcul des semelles filantes (chapitre IX)

Projets de fin d'étude

- BOUKHOUDMI,L et OUALI,K .Etude d'une tour en béton armé (sous-sol+RDC+10 étages)selon B.A.E.L91 et le R.P.A99version2003 .(2019)
- MERZOUK,M .Etude de la nouvelle mosquée –EL FATH– de RAGHAIA .(2019)
- REMITA,A et DJEMOUI ,M .Etude d'un bâtiment (R+5+S.SOL) . (2013)

Tableau des armatures

Ø	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

UNIVERSITATEA DE ARHITECTURA SI CONSTRUCTII

TITLUL : ORAN
 DATA : 2016
 COMUNA : ANBETIA

Tipul de Locuinta : Apartament de apartament
 Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

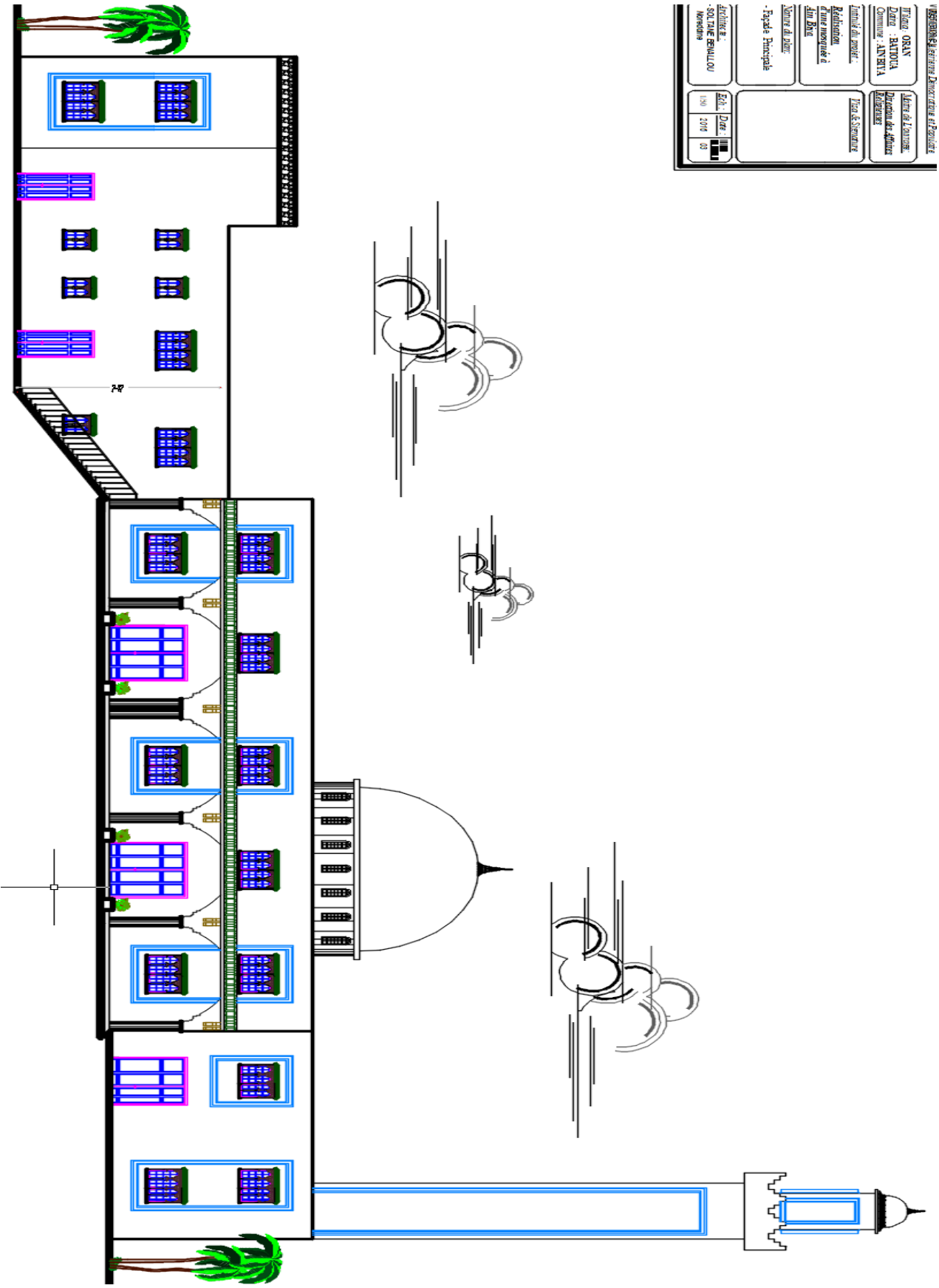
Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament

Tipul de Locuinta : Apartament



PLAN REZ DE CHAUSSEE
ech : 1/50

