

الجمهورية
الجزائرية
الديموقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم
العالي والبحث
العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil

Spécialité : Structures

Étude d'une mosquée en béton armé en R+1 implantée à Ain Defla

Présenté par :

KIRED Maroua Amel Nadjelaa

Soutenu le 24/ 06 / 2020, devant le jury composé de :

M. BENLEKEHAL Noreddine	Président
M. YEGHNEM Redha	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

REMERCIEMENTS

Ma gratitude en priorité est adressée à mon encadreur Monsieur **R.YEGHNEM**, enseignant auprès du département de génie civil et hydraulique, faculté de technologie, université Dr MOULAY Tahar de Saida, qui m'a permis de préparer ce travail et pour son assistance durant mes études universitaires. Je le remercie aussi d'avoir consacré un temps précieux à la correction de ce mémoire. Qu'il trouve ici toute ma sympathie.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur **N. BENLEKEHAL**, enseignant auprès du département de génie civil et hydraulique, faculté de technologie, université Dr MOULAY Tahar de Saida, en acceptant la présidence de ce jury.

Egalement, je remercie Monsieur **M. RABHI**, enseignant au auprès du département de génie civil et hydraulique, faculté de technologie, université Dr MOULAY Tahar de Saida, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant d'examiner ce travail.

J'adresse mes remerciements aussi à Monsieur **A. ABDOUNE**, Ingénieur en bureau d'étude technique privé agréé par le ministère des travaux publics pour son assistance dans la présente l'étude technique.

Sans oublier Monsieur **M. A. DJAD**, Docteur en sciences, qui m'a aidé durant la rédaction de ce mémoire.

Ma gratitude est réservée à mes parents, mes frères, mes sœurs, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude et le témoignage de mon amour.

Enfin, à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce travail.

DEDICACES

A mes très chers parents, aucune dédicace ne serait être assez éloquente pour exprimer ce que vous représentez pour moi.

A mes chers frères et sœurs Omar, Nada, Nahawand, Assinat et Rayan, je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité. Je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

A mes grands parents Hadj Bachir et Hadja Kheira, qu'ils trouvent ici le témoignage et l'expression de mon profond amour.

A la mémoire de mes grands parents paternel, j'aurais tant aimé que vous soyez présents. Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.

A mes chers oncles, tantes, leurs époux et épouses et mes chers cousins cousines, veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon affection la plus sincère.

NADJELAA

Résumé

Ce projet présente une note de calcul d'une mosquée en béton armé, en R+1, implantée à la wilaya de Ain Defla. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Le calcul a été effectué en utilisant les règlements de calcul en vigueur dans notre pays, à savoir le RPA99V2003 et le B.A.E.L91 modifié99 dans la but de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité. Pour cela, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

On procède à l'étude dynamique et sismique par l'utilisation du logiciel ROBOT et après vérification des dimensions des poteaux, poutres et voiles puis on passe au ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, mots clés ; mosquée, sismique, logiciel ROBOT, élément structuraux, élément non structuraux

Abstract

The present project presents a calculation note for a reinforced concrete mosque, in R + 1, located in Ain Defla city . This region is classified in seismic zone III according to the RPA99 / 2003 version .

The calculation was carried out using the calculation regulations in force in our country, however namely RPA99V2003 and BAEL91 modified99 in order to determine the dynamic behavior of the structure in order to ensure a good resistance of the structure in the long term and ensure comfort and safety. Thus, we used the (Algerian seismic regulation RPA99) version 2003.

We carry out the dynamic and seismic study using the ROBOT software and after checking the dimensions of the columns, beams and sails, we move on to reinforcement of the structural and non-structural elements.

ملخص

يقدم هذا المشروع مذكرة حسابية لمسجد خرساني مقوى ، في $R + 1$ ، يقع في ولاية عين الدفلة .
بحيث تم تصنيف هذه المنطقة منطقة الزلزالية III وفقاً لإصدار RPA99 2003 .
تم إجراء الحساب باستخدام لوائح الحساب المعمول بها في بلدنا ، وهي RPA99V2003 و
BAEL9199 المعدلة من أجل تحديد السلوك الديناميكي للهيكل و من أجل ضمان مقاومة جيدة
للهيكل على المدى الطويل و ضمان الراحة والأمان. لهذا ، استخدمنا (التنظيم الزلزالي الجزائري
RPA99) الإصدار 2003 .
بعدها ننتقل إلى الدراسة الديناميكية والزلازل باستخدام برنامج ROBOT وبعد التحقق من أبعاد
الأعمدة والحزم والأشعة ثم ننتقل إلى تعزيز العناصر الهيكلية وغير الهيكلية ،
الكلمات الدالة ؛ مسجد ، زلزالي ، برنامج روبوت ، عناصر هيكلية ، عناصر غير هيكلية .

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre (I) : Présentation de L'ouvrage

1 INTRODUCTION:.....	
.....(01)	
2 Présentations de l'ouvrage.....	
.....(01)	
2.1 Données géométriques et géotechniques :	
.....(01)	
2.1.1 Caractéristiques géométriques :	
.....(01)	
2.1.2 Caractéristiques géotechniques :	
.....(01)	
3 CONCEPTION DE LA STRUCTURE:	
.....(02)	
3.1 Superstructure:	
.....(02)	
a) Ossature:	
.....(02)	
b) Plancher:	
.....(02)	

3.1.1 Systèmes de circulation verticale:	(03)
3.1.2 Escalier:	(03)
3.1.3 Maçonnerie:	(03)
3.1.4 Murs extérieurs:(doubles parois)	(03)
3.1.5 Murs intérieurs:(simples parois)	(03)
3.1.6 Isolation:	(04)
3.1.7 Revêtement :	(04)
3.2 Infrastructure :	(04)
4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:	(04)
4.1 Béton:	(05)
4.1.1 Dosage du béton:	(05)
4.1.2 Résistances mécaniques du béton:	(05)
Résistance à la compression:	(05)
Résistances à la traction:	(06)
4.1.3 Etat limite de service :	(06)
4.1.4 La contrainte ultime de cisaillement:	(07)
4.1.5 Déformation longitudinale du béton :	(07)
4.1.6 Déformation transversale du béton :	(07)

4.1.7 Coefficient de Poisson :	
.....(08)	
4.1.8 Etat limite ultime ELU :	
.....(08)	
4.2 Acier :	
.....(08)	
4.2.1 Armatures utilisées :	
.....(08)	
4.2.2 Contrainte limite de l'acier :	
....(08)	
5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :	
.....(09)	
5.1 Actions :	
.....(09)	
Les actions permanentes (G) :	
.....(10)	
Les actions variables (Qi) :	
.....(10)	
Les actions accidentelles (FA) :	
.....(10)	
5.2 Sollicitations :	
.....(10)	
-Situation durable :	
.....(10)	
-Situation accidentelle :	
.....(10)	
6. CONCLUSION :	
.....(12)	

Chapitre (II) : Pré dimensionnement Des Eléments structuraux

1. INTRODUCTION :	
.....(12)	
2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:	(11)
3. LES PLANCHERS:	
.....(17)	

3.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux.....
.....(17)

4. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER EN DALLES PLEINE.....
.....(19)

-Résistance au feu :
.....(20)

-Isolation phonique
.....(20)

5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....
.....(20)

5.1 Charges permanentes
.....(20)

5.1.1 Murs extérieurs (double cloison)
.....(20)

5.1.2 Murs intérieurs (simple cloison)
.....(21)

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux)
.....(22)

-Plancher étage courant (corps creux)
.....(23)

Plancher du minaret (dalle pleine)
.....(24)

6 Pré dimensionnement des poteaux.....
.....(25)

6.1 Principe :
.....(25)

6.2 Procédure de pré dimensionnement :
.....(25)

6.3 Charges et surcharges revenants au poteau
.....(28)

6.4 Récapitulation de pré dimensionnement
.....(36)

6.5 Récapitulation de pré dimensionnement
.....(38)

7. LES ESCALIERS.....
.....(41)

7.1. Introduction :(41)
7.1.2 Définition des éléments d'un escalier :(42)
7.1.3. Pré dimensionnement :(43)
7.1.4 Evaluation des charges :(45)
Premier type d'escalier(45)
8. Pré dimensionnement des voiles.....(49)
8.1. Introduction :(49)
9. CONCLUSION :(50)

Chapitre (III) : Etude des Planchers

1. INTRODUCTION :.....(51)
2. PLANCHERS À CORPS CREUX:.....(51)
2.1 Les poutrelles :.....(51)
2.1.1 Etude des poutrelles: :.....(52)
Pré dimensionnement de la poutrelle : :.....(52)
- étude des planchers a corps creux: :.....(53)
2.1.2 Calcul des poutrelles: :.....(53)
-Calcul des sollicitations des poutrelles: :(54)
3. CONCLUSION : :.....(81)

4. PLANCHER EN DALLE PLEINE :
.....	(82)
4.1 Calcul des plancher en dalle pleine :
.....	(83)
Les différents types des panneaux sont :
.....	(83)
4.1.1 calcul les sollicitations :
.....	(85)
4.1.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine à ELU :
.....	(85)

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

1. INTRODUCTION:
.....	(91)
1.1. Description :
.....	(91)
-La paillasse :
.....	(91)
-Palier de repos :
.....	(91)
-L'emmarchement :
.....	(91)
-Le giron (g) :
.....	(91)
-Contre marche (h) :
.....	(91)
-Garde de corps :
.....	(91)
2. Pré dimensionnement des escaliers:
.....	(91)
3. ETUDE DES ESCALIERS :
.....	(97)
3.2. Calcul de ferrailage :
.....	(104)
1/- Calcul des armatures à ELU en travée :
.....	(104)

1 /- Calcul des armatures à ELU en travée :.....	
.....(106)	
- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :.....	
....(109)	
- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_s :.....	
.....(109)	
4..Etude de la poutre palière :	
.....(110)	
4.1. Pré-dimensionnement:	
.....(110)	
4.2. Charges revenants à la poutre:.....	
.....(110)	
4.4. Ferrailage de la poutre :	
.....(111)	

CHAPITRE V : Etude Dynamique et Sismique

Introduction :1	
		(116)
Méthode statique équivalente :	2.1.1	
		(116)
Vérification des conditions d'application :	3	
		(117)
Conclusion :		(117)
Evaluation de la force sismique :	3.1	
		(117)
Méthode d'analyse modale spectrale :	3.2	
		(117)
Définition du spectre de réponse :	3.2.1	
		(118)
Détermination des paramètres de spectre de réponse :	3.2.2	
		(118)
Minaret :		(119)

Interprétation des résultats et vérification des conditions du RPA :	4
	(123)

5. Conclusion :	
.....	(129)

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

1. Introduction :	
.....	(130)

2. Les poteaux :	
....	(130)

2.1. Définition :	
.....	(130)

2.2. Combinaisons spécifiques de calcul :	
....	(131)

2.3. Ferrailage des poteaux :	
....	(131)

2.3.1. Armatures longitudinales : :	
.....	(132)

Conditions du RPA :	
....	(132)

Conditions du BAEL :	
....	(133)

2.3.2. Armatures transversales :	
.....	(133)

Conditions du RPA :	
.....	(133)

Conditions du BAEL : [B.A.E.L91/A.8.1.3] :	
.....	(134)

2.3.3. Sollicitations de calcul :	
.....	(135)

3. Les poutres :	
.....	(141)

3.1. Définition :	
.....	(141)

3.2. Combinaisons spécifiques de calcul :	
.....	(142)

3.3. Ferrailage des poutres : :.....	
.....(142)	
3.3.1. Armatures longitudinales : :.....	
.....(142)	
Recommandation du RPA : RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1] :.....	
.....(142)	
Recommandation du BAEL : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1] :.....	
.....(142)	
3.3.2. Armatures transversales : :.....	
.....(142)	
Recommandation du RPA : :.....	
.....(142)	
Recommandation du BAEL : :.....	
.....(143)	
Longueur de recouvrement : :.....	
.....(148)	
3.3.5 Disposition des armatures : :.....	
.....(149)	
4. Les voiles : :.....	
.....(151)	
4.1. Définition : :.....	
.....(151)	
4.2. Combinaisons spécifiques de calcul : :.....	
.....(152)	
4.3. Ferrailage des voiles de contreventement : :.....	
.....(152)	
4.3.1 Les armatures : :.....	
....(152)	
Armatures minimales : [RPA99/7.7.4.1] :.....	
.....(153)	
Espacement des barres : :.....	
....(153)	
Dispositions des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2] :.....	
.....(153)	
4.4. Ferrailage des voiles périphériques : :.....	
....(157)	

5. Etude de la coupole :(162)
--------------------------------	-----------

5.1 Définition de la coupole :(162)
--------------------------------------	-----------

5.2 CLASSIFICATIONS :(162)
-----------------------------	-----------

5.2. Etude de la coupole :(163)
----------------------------------	------------

Ferraillage coupole :(165)
-----------------------------	------------

Chapitre VII Etude Des Fondations

1. Introduction :(168)
-------------------------	------------

2. Choix du type de fondation :(168)
---------------------------------------	----------

3. Calcul des semelles isolées :(168)
--	------------

3.1. Pré-dimensionnement :(168)
----------------------------------	----------

3.2. Vérification des conditions de rigidité :(170)
--	------------

4.3.Calcul des semelles filantes :(172)
--	----------

4.4. Calcul du ferraillage :(176)
------------------------------------	------------

Calcul du moment de la table :(176)
--------------------------------------	------------

Armatures transversales du libage :(179)
---	------------

4.5. Vérification au non-poinçonnement :(180)
--	----------

5. Calcul des longrines :(181)
---------------------------------	----------

5.1 Pré-dimensionnement :(181)
---------------------------------	----------

5.2 Calcul du ferrailage transversal : :.....	
.....(182)	

Conclusion Générale.

La liste des tableaux

Tableau 1: Charges permanentes des murs extérieurs (double cloison).....	
(20)	
Tableau 2. Charges permanentes des Murs intérieurs (simple cloison)	
(21)	
Tableau 3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (Corps creux)	
(22)	
Tableau 4: Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux)	
(23)	
Tableau 5: Charges permanentes du plancher RDC (dalle pleine)	
(24)	
Tableau 6.Dimensions des poteaux prises en compte.	
(29)	
Tableau 7.Vérification de la section a l'ELS.	
(29)	
Tableau 8.Vérification du flambement.	
(30)	

(30)	Tableau 9. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.
(32)	Tableau 10. Dimensions des poteaux prises en compte.
(32)	Tableau 11. Vérification de la section a l'ELS.
(32)	Tableau 12. Vérification du flambement.
	Tableau 13. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.(33)
(34)	Tableau 14. Dimensions des poteaux prises en compte.
(35)	Tableau 15. Vérification de la section a l'ELS.
(35)	Tableau 16 : Vérification du flambement.
(36)	Tableau 17 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.
(37)	Tableau 18. Dimensions des poteaux prises en compte.
(37)	Tableau 19. Vérification de la section a l'ELS.
(38)	Tableau 20. Vérification du flambement.
	Tableau 21. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.(38)
(40)	Tableau 22. Dimensions des poteaux prises en compte.
(40)	Tableau 23. Vérification de la section a l'ELS.
(41)	Tableau 24. Vérification du flambement.
(41)	Tableau 25. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.
(53)	Tableau 26 : Charges du plancher.....
(56)	Tableau 27 : Les moments.....

(56)	Tableau 28 : Efforts tranchants.....	
(57)	Tableau 29 : Les moments.....	
(57)	Tableau 30 : Efforts tranchants.....	
(65)	Tableau 31 : Les moments.....	
(66)	Tableau 32 : Efforts tranchants.....	
(66)	Tableau 33 : Les moments.....	
(67)	Tableau 34 : Efforts tranchants.....	
(76)	Tableau 35 : Les moments.....	
(76)	Tableau 36 : Efforts tranchants.....	
(80)	Tableau 37 : Les moments.....	
(80)	Tableau 38 : Efforts tranchants.....	
(90)	Tableau 39 : Vérification d'effort tranchant.....	
(98)	Tableaux 40 : Combinaison des charges d'escalier type 1.....	
(104)	Tableau 41: combinaison des charges d'escalier type 2.	
	Tableau 42: Valeurs des pénalités P_q du BLOC I.....	(119)
	Tableau 43: Valeurs des pénalités P_q du Minaret.....	(119)
(123)	Tableau 44 : Poids des différents niveaux du BLOC I.....	
(123)	Tableau 45 : Poids du minaret	
	Tableau 46 : Tableau récapitulatif de la participation modale 1.....	(124)
	Tableau 47 : Tableau récapitulatif de la participation modale du Minaret.....	(125)

(127)	Tableau 48 : Déplacements du BLOC I.....	
(127)	Tableau 49 : Déplacements du Minaret.....	
	Tableau 50 : Tableau récapitulatif de justification de l'effet P- Δ (sens x).....	(128)
(128)	Tableau 51 : Tableau récapitulatif de justification de l'effet P- Δ (sens y)	
(135)	Tableau 52 : Sollicitations des poteaux du BLOC I.....	
(135)	Tableau 53 : Sollicitations des poteaux du Minaret.....	
(141)	Tableau 54 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	
(143)	Tableau 55 : Sollicitations des poutres du BLOC I.....	
(144)	Tableau 56 : Sollicitations des poutres du Minaret.....	
(149)	Tableau 57 : Récapitulatif du ferrailage des poutres.....	
(154)	Tableau 58 : Sollicitations de calcul des voiles de contreventement.....	
(157)	Tableau 59 : Récapitulatif du ferrailage des voiles de contreventement.....	
(159)	Tableau 60: Sollicitations maximales du voile périphérique.....	
(176)	Tableau 61 : les sollicitations.....	

LISTE DES FIGURES

(02)	Figure 1. Plancher à corps creux.....
(03)	Figure 2. Plancher en dalle pleine.....
(04)	Figure 3. Briques creuses : simple et double parois.
(07)	Figure 4. Diagramme Du Beton A L'ELS.
(08)	Figure 5. Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.....
(12)	Figure 6. Dimensionnement de la poutre.....
(18)	Figure 7. Dimensionnement de plancher corps creux.....
(18)	Figure 8 : Dimensions du corps creux.....

(21)	Figure 9. Mur extérieurs (double cloison)
(21)	Figure 10. Mur intérieurs (simple cloison)
(23)	Figure 11: Les composantes du plancher corps creux.
(24)	Figure 12 : Les composantes du plancher dalle pleine.
(28)	Figure 13 : Surface afférente d'un poteau plus sollicité.
(31)	Figure :14 les longueurs afférentes :
(33)	Figure 15. Les longueurs afférentes :
(36)	Figure 16 : Surface afférente d'un poteau plus sollicité.....
(39)	Figure 17. Surface afférente d'un poteau plus sollicité.
(42)	Figure 18. Représentation d'un escalier.....
(43)	Figure 19: Schéma statique de l'escalier Type 1.....
(45)	Figure 20: Schéma statique de l'escalier Type 2.....
(49)	Figure 21 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)
(51)	Figure 22 : Plancher à corps creux.....
(52)	Figure 23 : Dimensions de la poutrelle :
(58)	Figure 24 : Diagramme des moments.....
(58)	Figure 25 : Diagramme des efforts tranchants.....
(63)	Figure 26 : Diagramme des moments.....

(63)	Figure 27 : Diagramme des efforts tranchants :
(67)	Figure 28 : Diagramme des moments.....
(68)	Figure 29 : Diagramme Des efforts tranchants.....
(72)	Figure 30 : Diagramme des moments.....
(73)	Figure 31 : Diagramme des efforts tranchants.....
(75)	Figure 32 : Diagramme des moments.....
(75)	Figure 33 : Diagramme des moments.....
(77)	Figure 34 : Diagramme des moments.....
(77)	Figure 35 : Diagramme des efforts tranchants.....
(79)	Figure 36: Diagramme des moments.....
(79)	Figure 37 : Diagramme des efforts tranchants.....
(81)	Figure 38: Diagramme des moments.....
(81)	Figure 39 : Diagramme des efforts tranchants.....
(83)	Figure 40 : Différents types des panneaux.....
(91)	Figure 41 : Eléments constitutifs d'un escalier
	Figure 42 : Schéma statique de l'escalier Type 1.....(92)
(94)	Figure 43:Schéma statique de l'escalier Type 2.....
	Figure 44: Schéma statique de l'escalier. Type 1.....(98)
(99)	Figure 45: Schéma statique de l'escalier. Type 2.....

(99)	Figure 46 : Schéma statique de calcul volée 1 ELU.
(99)	Figure 47 : Schéma statique de calcul volée 1 EL.....
(99)	Figure 48 : Schéma statique de calcul volée 2 ELU.
(100)	Figure 49 : Schéma statique de calcul volée 2 ELS.
(100)	Figure 50 :Diagramme des sollicitations volée 1 ELU.
(102)	Figure 51 : Diagramme des sollicitations volée 2 ELU.
(103)	Figure 52 :Diagramme des sollicitations volée 1 ELS.
(103)	Figure 53:Diagramme des sollicitations volée 2 ELS.
(115)	Figure 54 :Ferrailage de la poutre.
(128)	Figure 55 : Largeur minimum du joint.....
(130)	Figure 56 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....
(131)	Figure 57 : Schéma du noyau central.....
(132)	Figure 58: Zone nodal.....
(133)	Figure 59 : Espacement entre les armatures longitudinales
(135)	Figure 60 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....
(141)	Figure 61 : Schémas de ferrailage des poteaux du BLOC I
(149)	Figure 62: Les groupements de barres autorisées par de le ferrailage°.....
(150)	Figure 63 : Ancrage courbe avec un crochet à 90°.....

Figure 64: Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.....	(150)
Figure 65: Façonnage des cadres, étriers et épingles.....	(151)
Figure 66 : Schéma de ferrailage de la poutre principale du BLOC I.....	(151)
Figure 67 : Sollicitations de calcul d'un voile.....	(152)
Figure 68 : Schéma statique du panneau de dalle central.....	(158)
Figure 69 : différents forme de Meridian.....	(162)
Figure 70 : différents types de coupoles	(163)
Figure 71 : Moment a ELU.....	(163)
Figure 72 : Moment a ELS	(164)
Figure 73 : Effort tranchant a ELU	(164)
Figure 74 : Effort tranchant a ELS	(165)
Figure 75: Schéma de ferrailage des semelles isolées.....	(172)
Figure 76 : Dimensions de la semelle filante.....	(175)
Figure 77 : Schéma de ferrailage de la semelle filante du minaret.....	(180)
Figure 78 : Schéma de ferrailage des longrines du minaret.....	(182)

Introduction Générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Lors de chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est un avantage économique, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul des éléments structuraux à savoir les poutres, les poteaux, les voiles etc... et des éléments non structuraux comme les escaliers et la coupole ainsi que l'étude des planchers et fondations d'une mosquée en béton armé en R+1, implantée dans une zone de forte sismicité (à Ain Defla). Il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité. Pour cela, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de sept (7) chapitres, une présentation de l'ouvrage suivi d'un pré dimensionnement des éléments structuraux, puis de l'étude des planchers et l'étude des éléments non structuraux, dans un autre chapitre, on procède à l'étude dynamique et sismique par l'utilisation du logiciel ROBOT et après vérification des dimensions des poteaux, poutres et voiles puis on passe au ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, en dernier chapitre, on procède à l'étude des fondations.

En fin de ce document, une conclusion générales et des perspectives seront présentées, ainsi que toutes les références bibliographiques consultées.

1 INTRODUCTION:

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99 modifié 2003**) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux.

Le présent chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de mon projet de fin d'études (1).

2 Présentations de l'ouvrage

Mon projet consiste à étudier une mosquée réalisée au centre-ville **d'Attaf** dans la wilaya de **Ain Defla** qui est classée comme une zone de forte sismicité (**zone III**), selon le règlement parasismique algérienne (**RPA version 2003**).

La structure est constituée d'une grande salle de prière pour hommes, une bibliothèque, une pièce réservée à l'imam, une autre pièce réservée à el kaim de la mosquée et une autre petite réservée au muezzin. Une salle de prière existe au premier étage dont une partie réservée aux femmes.

Sur chaque façade, principale et postérieure, deux minarets sont placés. Deux cages d'escalier symétriques, menant au premier étage, ont été utilisées. En outre, le dernier plancher comporte une coupole centrale et huit petites coupoles.

2.1 Données géométriques et géotechniques :

2.1.1 Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme irrégulière en plan (de forme en L) dont les dimensions sont les suivantes :

- Dimensions en plan.....**Lx = 40.25 m ; Ly = 36.75 m**
- Hauteur totale (acrotère non compris).....**9.95 m**
- Hauteur du rez-de-chaussée.....**5.85 m**
- Hauteur du premier étage**4.10 m**
- Hauteur de la coupole**7.75 m**
- Hauteur du minaret principal..... **30.95 m**
- Hauteur du minaret secondaire.....**18 m**

2.1.2 Caractéristiques géotechniques :

L'étude du sol a été réalisée par un laboratoire. Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=1.8$ m.

3 CONCEPTION DE LA STRUCTURE:

3.1 Superstructure:

a) Ossature:

La stabilité de notre structure est assurée par le système mixte, auto-stable (poteaux et poutres) + voiles. Le contreventement est destiné à reprendre les effets dus aux forces statiques et dynamiques respectivement produites par les charges permanentes, d'exploitation et accidentelles.

b) Plancher:

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les différents niveaux.

Deux types de plancher ont été utilisés : le **Plancher à corps creux (figure 1)** et en dalle pleine. (figure2)

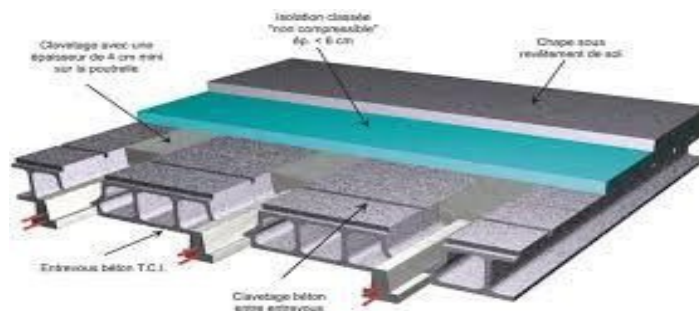


Figure 1. Plancher à corps creux.

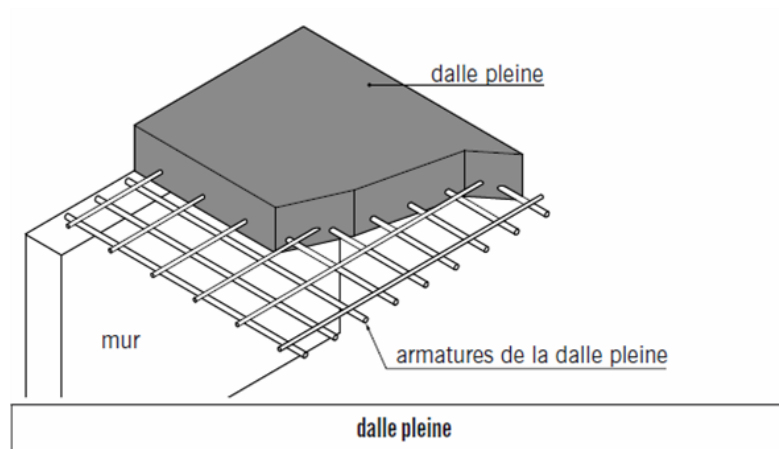


Figure 2. Plancher en dalle pleine

3.1.1 Systèmes de circulation verticale:

3.1.2 Escalier:

Il sert à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

Type 1 : reliant le niveau 0.00 et le niveau +1.05 (niveau RDC)

Type 2 : reliant RDC avec le premier étage

3.1.3 Maçonnerie:

La maçonnerie la plus utilisée est réalisée en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs : les murs intérieurs et extérieurs.

3.1.4 Murs extérieurs:(doubles parois)

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm ($15 + 5 + 15$).

3.1.5 Murs intérieurs:(simples parois)

Ils sont constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.



Figure 3. Briques creuses : simple et double parois.

3.1.6 Isolation:

L'isolation thermique et acoustique est assurée par le corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par les lames d'air entre les deux parois composant ce dernier.

3.1.7 Revêtement :

Les différents revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers
- Etanchéité en ciment pour les façades extérieures des murs de façades et en plâtre pour les murs intérieurs
- Marche et contre marche en carrelage pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour le sous plafond.

3.2 Infrastructure :

D'après le rapport géotechnique, des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenus, à savoir :

L'Absence d'une nappe phréatique ;

Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{KN/m}^3$;

La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $c=0$, $\varphi = 35^\circ$.

4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

4.1 Béton:

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, de granulats (sables et graviers) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

La résistance mécanique à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à l'attraction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc....

La déformation instantanée et surtout différée, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

4.1.1 Dosage du béton:

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

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

350 kg/m³ de ciment de classe (classe 42,5).

800 litres de sable de diamètre allant de 0 à 3mm.

400 litres de gravier de diamètre allant de 3 à 20mm.

175 litres d'eau de gâchage.

4.1.2 Résistances mécaniques du béton:

Résistance à la compression:

La résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment (classe 42,5), la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ($f_{c28} = 25\text{MPa}$)

Le **CBA93** préconise pour :

Bétons de résistance courante

Bétons de haute résistance

Pour des bétons d'un âge «J» inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Résistances à la traction:

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Avec } f_{tj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

4.1.3 Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, et il est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Soit: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

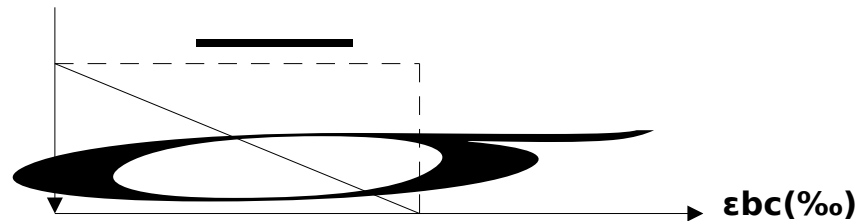


Figure 4. Diagramme Du Béton A L'ELS

4.1.4 La contrainte ultime de cisaillement:

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right] \text{ (fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

b : largeur de la section

d : hauteur utile

T_u : Effort tranchant

4.1.5 Déformation longitudinale du béton :

Sous l'action des contraintes normales :

Le module de déformations longitudinal instantané du béton est donné par :

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

$$\text{Pour notre béton} \quad E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

le module de déformations longitudinal différé du béton est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre béton} \quad E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

4.1.6 Déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversal est donnée par :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

4.1.7 Coefficient de Poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu=0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu=0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

4.1.8 Etat limite ultime ELU :

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

4.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion

4.2.1 Armatures utilisées :

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Pour les armatures transversales, on utilise des aciers ronds lisses (R.L) de nuance FeE235.

Pour les dalles de compression, on utilise des treillis soudés (T.S)

Remarque : FeE 400 \longrightarrow $f_e=400$ MPa la résistance limite élastique.

4.2.2 Contrainte limite de l'acier :

- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (4).

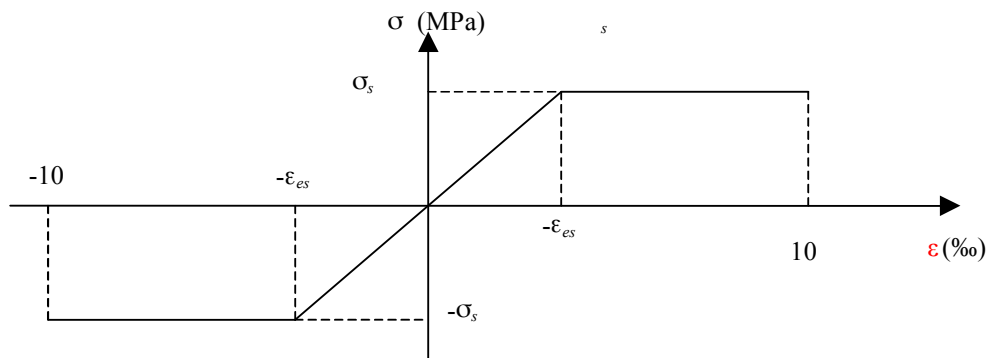


Figure 5. Diagramme Contraintes Déformations de l'acier.

Où :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Cas de situations durables où transitoires.

- Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(110 \times \sqrt{\eta f_{tj}} ; 240 \right) \right) ;$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

5. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

5.1 Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

Des charges permanentes.

Des charges d'exploitation.

Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions :

Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

Poids propres des éléments de construction.

Le poids de revêtement et cloisons.

Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

Surcharges d'exploitation.

Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).

Charges climatiques (neige, vent).

Actions de températures, du retrait...etc.

Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citons :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

5.2 Sollicitations :

1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui consiste à donner une évaluation des dimensions des éléments constituant notre structure (ossature). Ce pré dimensionnement est établi tout en vérifiant les exigences des règles BAEL 91 modifié 99 et de RPA99 version 2003.

Présentation du projet par joint :

Notre projet est composé de trois blocs :

Bloc 1 : la salle de prière ;

Bloc 2 : deux entrées respectivement principale et postérieure ;

Bloc 3 : deux entrées latérales.

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

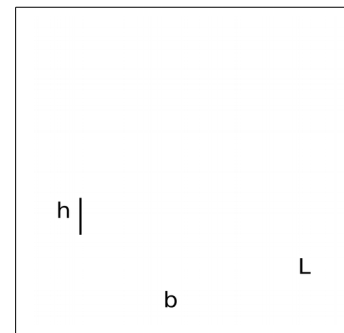
Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

Selon les règles BAEL 91:

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



Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

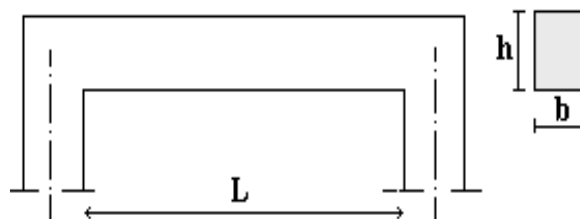


Figure 6.

Dimensionnement de la poutre

Selon « RPA 99(ver .2003).p64» pour la zone III:

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de rigidité : On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

BLOC 1 :

Poutres principales : $L_{\max} = 7.65 \text{ m}$ (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$765/15 \leq h \leq 765/10 \Rightarrow 51 \leq h \leq 76.5 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{on prend : } h = 70 \text{ cm}$$

$$0,3(70) \leq b \leq 0,7(70) \Rightarrow 21 \leq b \leq 49 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm (on prend 35)}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (35 \times 70) \text{ cm}^2$

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

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

} les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Condition de rigidité :

$$\frac{70}{765} = 0,091 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

poutres secondaires : $L_{\max} = 4,15 \text{ m}$ (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$415/15 \leq h \leq 415/10 \Rightarrow 27.66 \leq h \leq 41.5 \text{ [cm]} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ [cm]} \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

} les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

$$\frac{h}{b} = 1,14$$

Condition de rigidité :

$$\frac{40}{415} = 0,096 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Toute les conditions sont vérifier donc on adopte :

- **Poutres principales** (b x h) = (35x70) cm².
- **Poutres secondaires** (b x h) = (35x40) cm².

poutres principales : $L_{\max} = 4,65$ m (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$465/15 \leq h \leq 465/10 \Rightarrow 31 \leq h \leq 46.5 \quad [\text{cm}] \Rightarrow \text{on prend: } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad [\text{cm}] \Rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : (b x h) = (30x 45) cm²

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

Condition de rigidité :

$$\frac{45}{465} = 0,096 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

poutres secondaires : $L_{\max} = 4,31$ m (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$431/15 \leq h \leq 431/10 \Rightarrow 28.73 \leq h \leq 43.1 \quad [\text{cm}] \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad [\text{cm}] \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : (b x h) = (30 x 40) cm²

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33$$

⇒ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Condition de rigidité :

$$\frac{40}{431} = 0,092 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Toute les conditions sont vérifier donc on adopte :

- **Poutres principales** (b x h)= (30x45) cm².
- **Poutres secondaires** (b x h)= (30x40) cm².

BLOC 3 :

poutres principales : $L_{\max} = 4.95 \text{ m}$ (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$495/15 \leq h \leq 495/10 \Rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{on prend: } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : (b x h) = (30x 45) cm²

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$$

⇒ les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Condition de rigidité :

$$\frac{45}{495} = 0,09 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

poutres secondaires : $L_{\max} = 4,31\text{m}$ (entre nus)

Selon les règles BAEL 91:

$$431/15 \leq h \leq 431/10 \Rightarrow 28.73 \leq h \leq 43.1 \quad [\text{cm}] \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad [\text{cm}] \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Selon « RPA 99(ver .2003) » pour la zone III :

$$b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33$$

\Rightarrow les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Condition de rigidité :

$$\frac{40}{431} = 0,092 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Toute les conditions sont vérifier donc on adopte :

- **Poutres principales** $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

3. LES PLANCHERS

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et recevant les différentes charges. Pour notre ouvrage, il existe deux types de planchers :

3.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux

Ce plancher est le plus utilisé dans les bâtiments, utilisé dans le cas des charges verticales modérées ($Q \leq [2G \text{ et } 5\text{KN/m}^2]$) et surtout en cas d'absence des charges concentrées. Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

Les poutrelles.

La dalle de compression.

L'élément en corps creux.

Leur pré-dimensionnement est établi suivant les deux formules suivantes: C.B.A.93 [B.6.8.4.2.4]

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Et : $ht \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

L: la portée la plus longue de la poutrelle entre nus des appuis.

BLOC 1 :

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.15 m (normalement la même du pré dimensionnement Voir Bloc 1

$$\frac{415}{25} \leq ht \leq \frac{415}{20} \Rightarrow 16.6 \text{ cm} \leq ht \leq 20.75 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } ht \geq \frac{415}{22.5} \Rightarrow ht = 18.44 \text{ cm}$$

Où : d = 16 cm (hauteur de corps creux).

Et : e = 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc ht = (16 + 4) cm.

BLOC 2 :

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.31 m (entre nus) (Voir Bloc 2 prédimensionnement)

$$\frac{431}{25} \leq ht \leq \frac{431}{20} \Rightarrow 17.24 \text{ cm} \leq ht \leq 21.55 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } ht \geq \frac{431}{22.5} \Rightarrow ht \geq 19.15 \text{ cm}$$

On choisit : ht = cm; telle que : ht = d + e

Où : $d = 16\text{cm}$ (hauteur de corps creux).

Et : $e = 4\text{cm}$ (hauteur de la dalle de compression).

Donc $ht = (16 + 4)\text{cm}$.

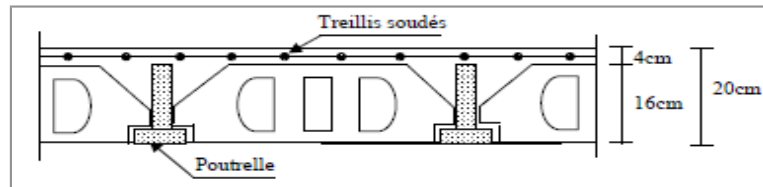


Figure 7. Dimensionnement de plancher corps creux

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$ht \geq 16\text{ cm}$; d'où on a : $20\text{ cm} > 16\text{ cm}$ —————> (condition vérifiée)

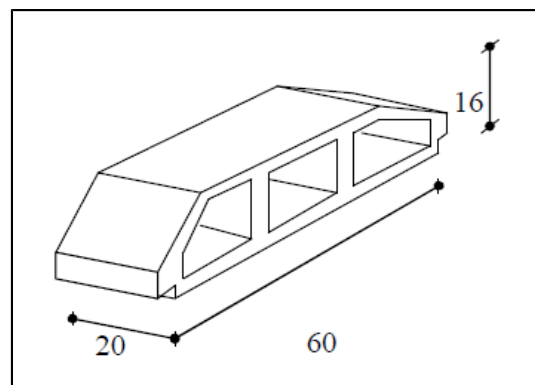


Figure 8 : Dimensions du corps creux

4. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER EN DALLES PLEINE

C'est une dalle réalisée sur un coffrage recouvrant toute la surface. Ce choix a été motivé pour des questions sécuritaires face aux charges importantes qu'il doit supporter, et aussi pour sa bonne résistance au feu.

critère de résistance : (D'après le C.B.A) [3]

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

L_x : La petite portée du panneau

L_y : La grande portée du panneau

Pour :

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

$ep \geq (L_x / 20)$ pour un panneau isolé.

$ep \geq (Lx / 25)$ pour une dalle continue.

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} \geq 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} ep \geq (Lx / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ ep \geq (Lx / 40) \text{ pour une dalle continue} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, nous avons : $Lx = 4.00 \text{ m}$ et $Ly = 4.00 \text{ m}$

$$\alpha = 400/400 = 1 > 0,4 \quad ep \longrightarrow \geq (Lx / 40) \quad ep \longrightarrow \geq 10.00 \text{ cm}$$

Condition de flèche: (conception et calcul des structures de bâtiment)

Il faut vérifier la condition suivante :

Dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$ Pour les dalles continues avec $lx/ly < 0.4$

dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$(Lx/50) \leq ep \leq (Lx / 40)$ Pour les dalles continues avec $lx/ly > 0.4$

On a : $\alpha = 1 > 0,40$

Donc : $(Lx/50) \leq ep \leq (Lx / 40) \longrightarrow 8 \leq ep \leq 10 \text{ [cm]}$

On adopte: $ep = 12 \text{ cm}$

Résistance au feu

$e = 7,0 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

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

D'où : $e = 11 \text{ cm}$

Isolation phonique

Selon les règles C.B.A.93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique D'où : $e = 15 \text{ cm}$.

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend l'épaisseur de la dalle pleine est: $ep = 15 \text{ cm}$

5. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

5.1 Charges permanentes

5.1.1 Murs extérieurs (double cloison)

Tableau 1: Charges permanentes des murs extérieurs (double cloison)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m3)	Poids Surfaiques (KN/m2)
1	Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,01	09	0,90
3	L'âme d'air	0,05		
4	Briques creuses	0,15	09	1,35
5	Enduit en ciment extérieur	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,81

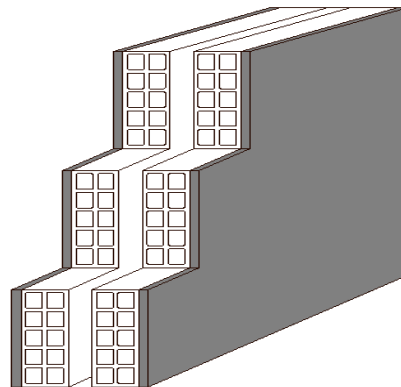


Figure 9. Mur extérieurs (double cloison)

5.1.2 Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau 2. Charges permanentes des Murs intérieurs (simple cloison)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m3)	Poids Surfaiques (KN/m2)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,01	09	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				2,30

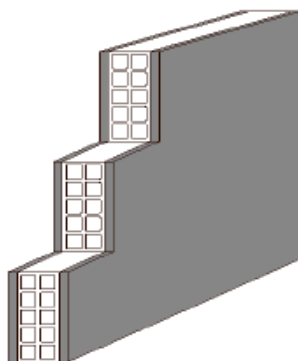


Figure 10. Mur intérieurs (simple cloison)

- Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau 3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible
(Corps creux)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaciques (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	20	2,00
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle corps creux (16+4) cm	0,16+0,05	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
charge permanente G				6,13

- Plancher étage courant (corps creux)

Tableau 4: Charges permanentes du plancher étage courant (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m3)	Poids Surfaciques (KN/m2)
1	Revêtement de sol	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	17	0,51
4	Plancher corps creux (16+4) cm	0,16+0,04	—	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons légères	0, 10	—	1
charge permanente G				5,31

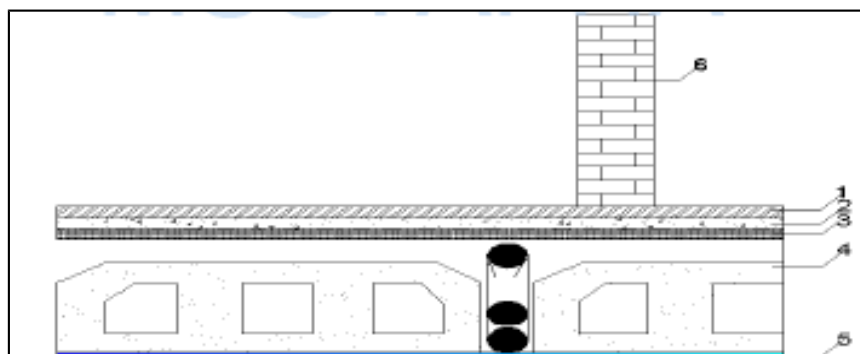


Figure 11: Les composantes du plancher corps creux.

Plancher du minaret (dalle pleine)

Tableau 5: Charges permanentes du plancher RDC (dalle pleine)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m3)	Poids Surfamiques (KN/m2)
1	Revêtement de sol	0,02	22	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine (15) cm	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons légères	0, 10	–	1
Charge permanente G				6,11

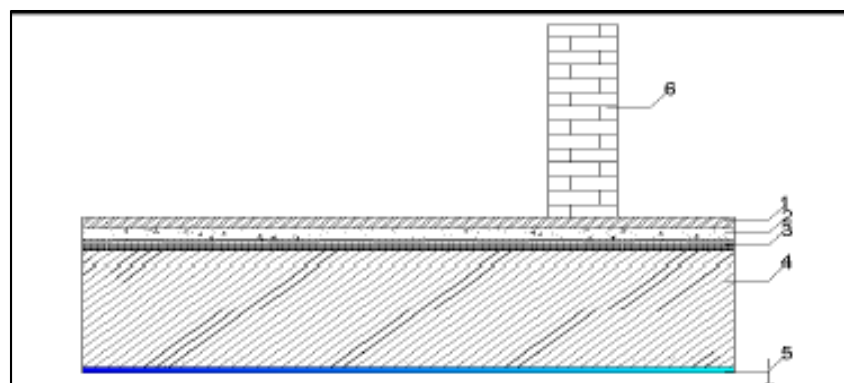


Figure 12 : Les composantes du plancher dalle pleine.

Surcharges d'exploitations [D.T.R BC.22]

Plancher terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant..... $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

Plancher du minaret $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

6 Pré dimensionnement des poteaux

6.1 Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

6.2 Procédure de pré dimensionnement :

Calcule de la surface reprise par chaque poteau.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement RPA 99 version 2003.

Vérification des sections à l'ELS selon le BAEL 91 modifié 99.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression

selon la formule suivante :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

N_u : Efforts normaux: $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \lambda < 50 \\ \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7 L_0 = 0,7 h_e$

Dans le BAEL 91 modifié 99 il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$

I: moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MPa

F_{bc} : contrainte du béton en compression $F_{bc} = 14,17$ MPa.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$

On prend : $a = b$

$(a - 2)(a - 2) \geq 0,064 N_u$

$(a - 0,02)^2 \geq 0,064 N_u$

$$a \geq \sqrt{0,064 \cdot N_u} + 2$$

a : dimension de la section du béton du poteau

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,064 N_u$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 (Article : 7.4.1)

◆ Poteau rectangulaire ou carrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm (zone III)} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le BAEL 91 modifié 99

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l' ELS « N_s » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_s = G + Q$.

N_s : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_s = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalence

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $B = a \times b$

6.3 Charges et surcharges revenants au poteau

Bloc 1 :

Charge permanente :

Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :

$$B_r \geq 0,064 N_U$$

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

$$S_{\text{plancher}} = 4 \times (4 \times 2,25) = 36 \text{ m}^2$$

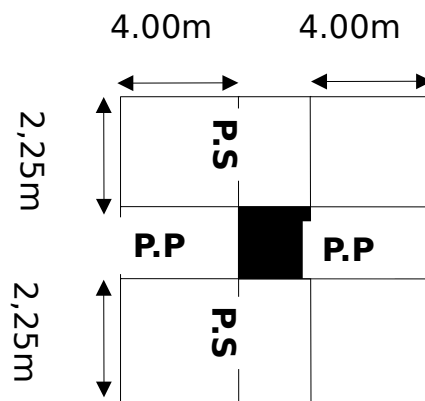


Figure 13 : Surface afférente d'un poteau plus sollicité.

les longueurs afférentes :

$$L_{\text{affpp}} = \frac{8}{2} + \frac{8}{2} = 8 \text{ m}$$

$$L_{\text{affps}} = \frac{4,5}{2} + \frac{4,5}{2} = 4,5 \text{ m}$$

Poids (plancher terrasse):

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,13 \times 36 = 220,36 \text{ kN}$

Poids des poutres principales..... $G_{PP} = 0,35 \times 0,70 \times 25 \times 8 = 49 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 4,50 = 15,75 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 85,11 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1 \times 36 = 36 \text{ kN}$$

Poids RDC:

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 5,31 \times 36 = 191,16 \text{ kN}$

Poids des poutres principales..... $G_{PP} = 0,35 \times 0,70 \times 25 \times 8 = 49 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 4,50 = 15,75 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 255.91 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4 \times 36 = 144 \text{ KN}$$

Tableau 6. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)	axb (cm ²)
1	285.11	36	438.75	29.08	19.02	30x30	50x50
RDC	255.91	144	561.47	36.92	21.21	30x30	50x50

Tableau 7. Vérification de la section a l'ELS.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérif.
1	285.11	36	321.11	6.13	15	OK
RDC	255.91	144	399.91	5.31	15	OK

Vérification du flambement :

$$h = 4,80 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4.80 = 3,36 \text{ m} ; (a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3.36}{0.2} = 16.80 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Tableau 8. Vérification du flambement.

Niveau	h (m)	L _f = 0.7xh (m)	(axb) cm ²	i (m)	λ	λ < 50
1	4.10	2.87	(50x50)	0.19	14.35	OK
RDC	4.80	3.36	(50x50)	0.19	16.80	OK

Vérification (conditions minimales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (50, 50) = 50 cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)} \\ \text{Min (50, 50) = 0 cm} \quad \text{et} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(condition vérifié)} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)} \end{array} \right.$$

Récapitulation de pré dimensionnement

Tableau 9. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(50x50)	(35x70)	(35x40)
1 ^{er} étage	(50x50)	(35x70)	(35x40)

Charge permanente :

Poteau de rive

$$B_r \geq 0,064 N_U$$

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

$$S_{\text{plancher}} = 2 \times (4 \times 2,25) =$$

$$18 \text{ m}^2$$

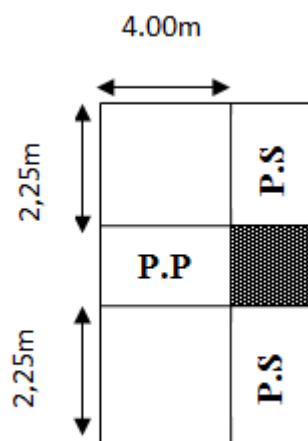


Figure :14 les longueurs

afférentes :

$$L_{affpp} \cdot \frac{4}{2} + \frac{4}{2} = 4 \text{ m}$$

$$L_{affps} \cdot \frac{2.25}{2} + \frac{2.25}{2} = 2.25 \text{ m}$$

Poids (plancher terrasse) :

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.13 \times 18 = 110.88 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times 0.70 \times 25 \times 4 = 24.5 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0.35 \times 0.40 \times 25 \times 2.25 = 7.87 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 143.25 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1 \times 18 = 18 \text{ kN}$$

Poids RDC :

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 5.31 \times 18 = 95.58 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.35 \times 0.70 \times 25 \times 4 = 24.5 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0.35 \times 0.40 \times 25 \times 2.25 = 7.87 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 127.95 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4 \times 18 = 72 \text{ kN}$$

Tableau 10. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)	axb (cm ²)
1	143.25	18	220.38	14.60	13.62	30x30	50x50
RDC	127.95	72	280.73	18.46	15.58	30x30	50x50

Tableau 11. Vérification de la section a l'ELS.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)
Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérif.
1	143.25	18	161.25	6.13	15	OK

Vérification du flambement :

$$h = 4,80 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4,80 = 3,36 \text{ m} ; (a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = 0,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3,36}{0,2} = 16,80 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Tableau 12. Vérification du flambement.

Niveau	h (m)	L _f =0.7xh (m)	(axb) cm ²	i (m)	λ	λ < 50
1	4.10	2.87	(50x50)	0.19	14.35	OK
RDC	4.80	3.36	(50x50)	0.19	16.80	OK

Vérification (conditions minimales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (50 ,50) = 50 cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)} \\ \text{Min (50,50) = 0 cm} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)} \end{array} \right.$$

Récapitulation de pré dimensionnement

Tableau 13. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(50x50)	(35x70)	(35x40)

1 ^{er} étage	(50x50)	(35x70)	(35x40)
-----------------------	---------	---------	---------

Poteau d'angle :

Charge permanente :

$$B_r \geq 0,064 N_U$$

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

$$S_{\text{plancher}} = (4 \times 2,25) = 9 \text{ m}^2$$

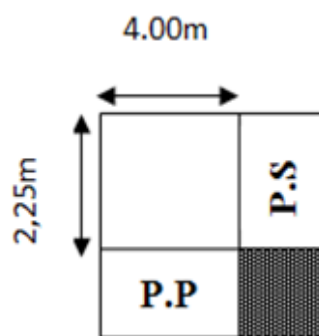


Figure 15. Les longueurs afférentes :

$$L_{\text{affpp}} = \frac{2}{2} + \frac{2}{2} = 2 \text{ m}$$

$$L_{\text{affps}} = \frac{2,125}{2} + \frac{1,125}{2} = 1,125 \text{ m}$$

Poids (plancher terrasse) :

Poids plancher terrasse $G_{\text{PT}} = 6,13 \times 9 = 55,17 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{\text{PP}} = 0,35 \times 0,70 \times 25 \times 2 = 12,25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{\text{PNP}} = 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 1,125 = 3,93 \text{ kN}$

$$N_{\text{GT}} = 71,35 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1 \times 9 = 9 \text{ kN}$$

Poids RDC :

Poids plancher terrasse $G_{\text{PT}} = 5,31 \times 9 = 47,79 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{\text{PP}} = 0,35 \times 0,70 \times 25 \times 2 = 12,25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{\text{PNP}} = 0,35 \times 0,40 \times 25 \times 1,125 = 3,93 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 63.97 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4 \times 9 = 36 \text{ KN}$$

Tableau 14. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _u (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)	axb (cm ²)
1	71.35	9	109.82	7.27	10.52	30x30	50x50
RDC	63.97	36	140.35	9.23	11.60	30x30	50x50

Tableau 15. Vérification de la section a l'ELS.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérif.
1	71.35	9	80.35	6.13	15	OK
RDC	63.97	36	99.97	5.31	15	OK

Vérification du flambement :

$$h = 4,80 \text{ m} ; \quad L_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4.80 = 3,36 \text{ m} ; \quad (a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3.36}{0.2} = 16.80 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Tableau 16 : Vérification du flambement.

Niveau	h (m)	L_f =0.7xh (m)	(axb) cm ²	i (m)	λ	$\lambda < 50$
1	4.10	2.87	(50x50)	0.19	14.35	OK
RDC	4.80	3.36	(50x50)	0.19	16.80	OK

Vérification (conditions minimales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (50, 50)} = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \\ \text{Min (50, 50)} = 0 \text{ cm} \quad \text{; } \quad \frac{h_e}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \end{array} \right.$$

6.4 Récapitulation de pré dimensionnement

Tableau 17 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(50x50)	(35x70)	(35x40)
1 ^{er} étage	(50x50)	(35x70)	(35x40)

Bloc 2 :

Charge permanente :

Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :

$$B_r \geq 0,064 N_U$$

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

$$S_{\text{plancher}} = 2 \times (3.20 \times 5.00) + 2 \times (5.00 \times 1.50) = 47 \text{ m}^2$$

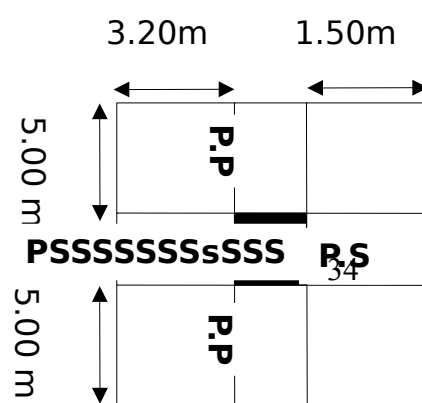


Figure 16 : Surface afférente d'un poteau plus sollicité.

les longueurs afférentes :

$$L_{affpp} = \frac{5}{2} + \frac{5}{2} = 5 \text{ m}$$

$$L_{affps} = \frac{3.20}{2} + \frac{1.50}{2} = 2.35 \text{ m}$$

Poids étage (plancher terrasse) :

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.13 \times 47 = 288.11 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5 = 16.86 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 2.35 = 7.05 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 312.02 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1 \times 47 = 47 \text{ kN}$$

Poids RDC :

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 5.31 \times 47 = 249.57 \text{ kN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5 = 16.87 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 274.375 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4 \times 47 = 188 \text{ kN}$$

Tableau 18. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)	axb (cm ²)
1	312.02	47	454.423 5	29.08	19.02	30x30	50x50
RDC	274.375	188	577.003	36.92	21.21	30x30	50x50

			5				
--	--	--	---	--	--	--	--

Tableau 19. Vérification de la section a l'ELS.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N _{ser} (KN)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérif.
1	312.02	47	359.02	6.13	15	OK
RDC	274.375	188	462.375	5.31	15	OK

Vérification du flambement :

$h = 4,80 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4.80 = 3,36 \text{ m}$; $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3.36}{0.2} = 16.80 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Tableau 20. Vérification du flambement.

Niveau	h (m)	L _f = 0.7xh (m)	(axb) cm ²	i (m)	λ	λ < 50
1	4.10	2.87	(50x50)	0.19	14.35	OK
RDC	4.80	3.36	(50x50)	0.19	16.80	OK

Vérification (conditions minimales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(50, 50) = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \\ \text{Min}(50, 50) = 0 \text{ cm} \quad i \quad \frac{h_e}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \end{array} \right.$$

6.5 Récapitulation de pré dimensionnement

Tableau 22 . Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(50x50)	(30x45)	(30x40)
1 ^{er} étage	(50x50)	(30x45)	(30x40)

Bloc 2 :

Charge permanente :

Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :

$$B_r \geq 0,064 N_U$$

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

$$S_{\text{plancher}} = 2 \times (3.20 \times 5.30) + 2 \times (5.30 \times 1.50) = 49.82 \text{ m}^2$$

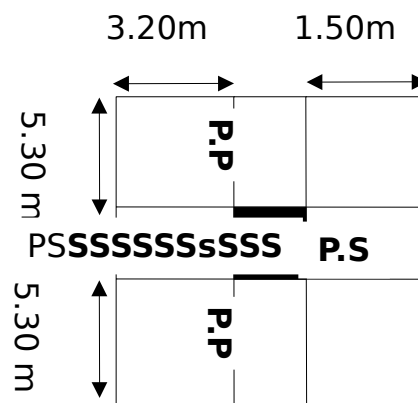


Figure 17. Surface afférente d'un poteau plus sollicité.

Les longueurs afférentes :

$$L_{\text{affpp}} = \frac{5.30}{2} + \frac{5.30}{2} = 5.30 \text{ m}$$

$$L_{\text{affps}} = \frac{3.20}{2} + \frac{1.50}{2} = 2.35 \text{ m}$$

Poids (plancher terrasse) :

$$\text{Poids plancher terrasse} \dots\dots\dots G_{\text{PT}} = 6.13 \times 49.82 = 305.39 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des poutres principales} \dots\dots\dots G_{\text{PP}} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5.30 = 17.88 \text{ kN}$$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 2,35 = 7,05 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 330,32 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1 \times 49,82 = 49,82 \text{ kN}$$

Poids RDC :

Poids plancher terrasse..... $G_{PT} = 5,31 \times 47 = 249,57 \text{ kN}$

Poids des poutres principales..... $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5 = 16,875 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 2,35 = 7,93 \text{ kN}$

$$N_{GT} = 274,375 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4 \times 49,82 = 199,28 \text{ kN}$$

Tableau 23. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	Min RPA (cm ²)	axb (cm ²)
1	330.32	49.82	520.662	33.322	20.25	30x30	50x50
RDC	274.375	199.28	669.32	42.836	22.69	30x30	50x50

Tableau 22. Vérification de la section a l'ELS.

Niveaux	G(kN)	Q(KN)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérif.
1	330.32	49.82	380.14	6.13	15	OK
RDC	274.375	199.28	473.63	5.31	15	OK

Vérification du flambement :

$$h = 4,80 \text{ m} ; \quad L_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4,80 = 3,36 \text{ m} ; \quad (a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = 0,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{3.36}{0.2} = 16.80 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Tableau 24. Vérification du flambement.

Niveau	h (m)	$L_f = 0.7 \times h$ (m)	(axb) cm ²	i (m)	λ	$\lambda < 50$
1	4.10	2.87	(50x50)	0.19	14.35	OK
RDC	4.80	3.36	(50x50)	0.19	16.80	OK

Vérification (conditions minimales) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (50, 50)} = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \\ \text{Min (50, 50)} = 0 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{h_e}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifié}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier}) \end{array} \right.$$

Récapitulation de pré dimensionnement

Tableau 25. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(50x50)	(30x45)	(30x40)
1^{er} étage	(50x50)	(30x45)	(30x40)

7. LES ESCALIERS

7.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

7.1.2 Définition des éléments d'un escalier :

La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

Le palier : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

Le jour : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

L'emmarchement : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

La foulée : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

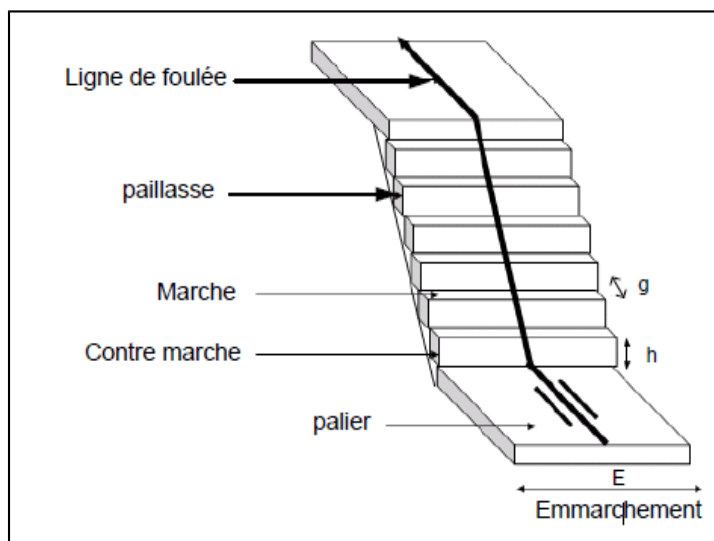


Figure 18. Représentation d'un escalier.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

7.1.3. Pré dimensionnement :

On a un deux types d'escalier :

Le premier à quatre volées et il a accès au premier étage

Le deuxième escalier avec une seule volée

Premier type d'escalier :

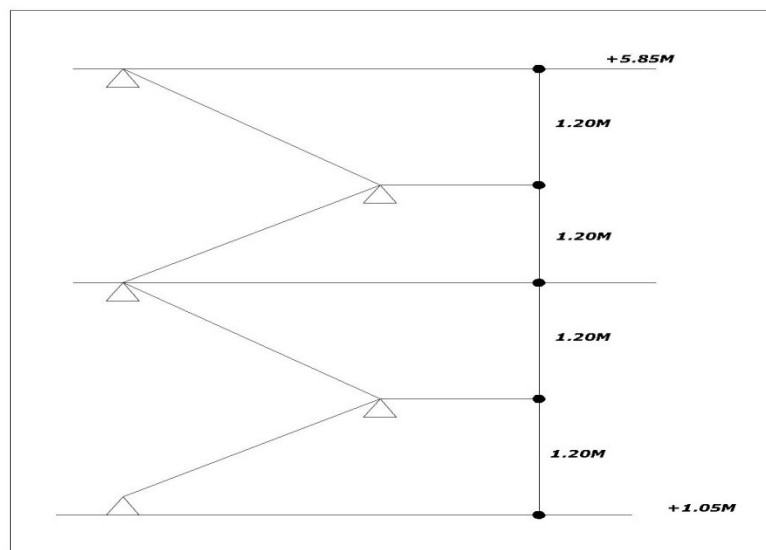


Figure 19: Schéma statique de l'escalier Type 1

- **Largeur de la marche :** $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- **Hauteur de la contre marche :** $h = 17 \text{ cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm
-

✓ Vérification de la formule de BLONDEL :

$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$. (Condition vérifiée)

- **Nombre de contre marches**

✓ Paillasse 1= Paillasse 2= Paillasse 3= Paillasse 4 : $n = H/L = 119/ 17 = 7$ contre marches

- **Nombre de marches**

✓ Paillasse 1= Paillasse 2= Paillasse 3= Paillasse 4 : $m = n - 1 = 6$ marches

- **Longueur horizontale de la volée**

✓ Paillasse 1= Paillasse 2= Paillasse 3= Paillasse 4 : $L = g (n - 1) = 0,30 (7 - 1) \Rightarrow L = 1.80 \text{ m}$

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

✓ Paillasse 1= Paillasse 2= Paillasse 3= Paillasse 4: $\text{tg } \alpha = H/ L = 1,19-0,17=1,12 / 1.80 = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

- **Longueur de la volée :**

✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1.80 / \cos (29,53) = 2.06 \text{ m}$
 ✓ Paillasse 2: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2.06 \text{ m}$
 ✓ Paillasse 2: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2.06 \text{ m}$
 ✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 180 / \cos (29,53) = 2.06 \text{ m}$

- **Epaisseur de la volée :**

- ✓ **Paillasse 1:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6.86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Paillasse 2:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6.86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Paillasse 3:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6.86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

✓ **Paillasse 4:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6.86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

→ On adopte l'épaisseur des volées a : $e_v = 15 \text{ cm}$

• **Épaisseur du palier de repos :**

On prend la même épaisseur que la volée : $e = 15 \text{ cm}$

• **Escalier Type 2 :**

Son schéma statique est donné par :

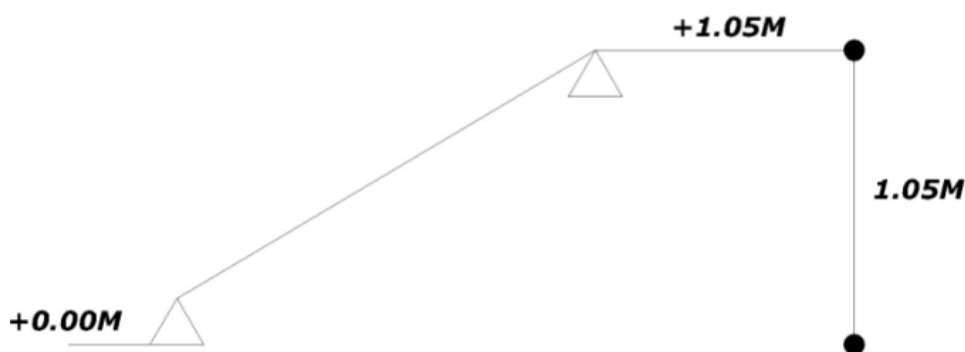


Figure 20 : Schéma statique de l'escalier Type 2

- **Largeur de la marche :** $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- **Hauteur de la contre marche :** $h = 17 \text{ cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm

✓ Vérification de la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm. (Condition vérifiée)}$$

• **Nombre de contre marches**

✓ Paillasse 1 : $n = H/L = 105 / 17 = 6$ contre marches

• **Nombre démarrages**

- ✓ Paillasse 1 : $m = n - 1 = 5$ marches
- **Longueur horizontale de la volée**
 - ✓ Paillasse 1 : $L = g (n - 1) = 0,30 (6 - 1) \Rightarrow L = 1.50 \text{ m}$
- **Angle d'inclinaison de la volée :**
 - Paillasse 1: $\text{tg } \alpha = H / L = (105-17)/150 = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30,39$

Paillasse 1: $\text{tg } \alpha = H / L = (105-17)/150 = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30,39$

- **Longueur de la volée :**
 - ✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1.50 / \cos (30,39) = 2.14 \text{ m}$
- **Epaisseur de la volée :**
 - ✓ **Paillasse 1:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{214}{30} \leq e_v \leq \frac{214}{20}$$

$$\Rightarrow 7.13 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.7 \text{ cm}$$

On prend : $e_v = 10 \text{ cm}$.

➔ On adopte l'épaisseur de la volées a : $e_v = 15 \text{ cm}$

- **Épaisseur du palier de repos :**

On prend la même épaisseur que la volée : $e = 15 \text{ cm}$

7.1.4 Evaluation des charges :

Premier type d'escalier

• Le Palier :

- Carrelage (2 cm)
- : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Dalle du palier (15 cm) : $25 \times 0,15 \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2 cm) : $10 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 1:

- le garde du corps métallique $\dots\dots\dots = 1 \text{ KN / m}^2$
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0.44 \text{ KN / m}^2$

- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0.02 \times \frac{17}{30} = 0.24 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0.02 \times \frac{17}{30} = 0.22 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse (dalle en béton $e=15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(31.54)} = 4.39 \text{ KN/m}^2$
- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.12 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(31.54)} = 0.23 \text{ KN/m}^2$

$$G = 9.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 2:

- le garde du corps métallique = 1 KN / m²
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN / m}^2$
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0.02 \times \frac{17}{30} = 0.24 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0.02 \times \frac{17}{30} = 0.22 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse (dalle en béton $e=15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(31.54)} = 4.39 \text{ KN/m}^2$
- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.12 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(31.54)} = 0.23 \text{ KN/m}^2$

$$G = 9.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 3:

- le garde du corps métallique= 1 KN / m²
- Carrelage horizontal (2 cm) : 22×0,02= 0.44 KN /m²
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : 20 × 0.02= .0.40KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : 22 x 0.02 x $\frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : 20x 0.02 x $\frac{17}{30}$ =0.22KN/m²
- Paillasse (dalle en béton e=15 cm) : 25x $\frac{0.15}{\cos (31.54)}$ =4.39KN/m²

-Marche : 25x $\frac{0.17}{2}$ = 2.12 KN/m²

- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : 10 x $\frac{0.02}{\cos (31.54)}$ =0.23KN/m²

$G=9.04 \text{ KN/m}^2$

$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

• La Paillasse 4:

- le garde du corps métallique= 1 KN / m²
- Carrelage horizontal (2 cm) : 22×0,02= 0.44 KN /m²
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : 20 × 0.02= .0.40KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : 22 x 0.02 x $\frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : 20x 0.02 x $\frac{17}{30}$ =0.22KN/m²
- Paillasse (dalle en béton e=15 cm) : 25x $\frac{0.15}{\cos (31.54)}$ =4.39KN/m²

-Marche : 25x $\frac{0.17}{2}$ = 2.12 KN/m²

- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : 10 x $\frac{0.02}{\cos (31.54)}$
....=0.23KN/m²

$$G=9.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

Deuxième type d'escalier :

• **La Paillasse 1:**

- le garde du corps métallique = 1 KN / m2
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02$ = 0.44 KN /m2
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0,02$ = 0.40 KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.22 KN/m²
- Paillasse (dalle en béton $e=15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(45.57)}$ = 5.36 KN/m²
- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2}$ = 2.12 KN/m²
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(45.57)}$ = 0.28 KN/m²

$$G=9.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

8. Pré dimensionnement des voiles

8.1. Introduction :

Les voiles sont des murs en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment justifiant à l'article [7.7.1 de RPA99]:

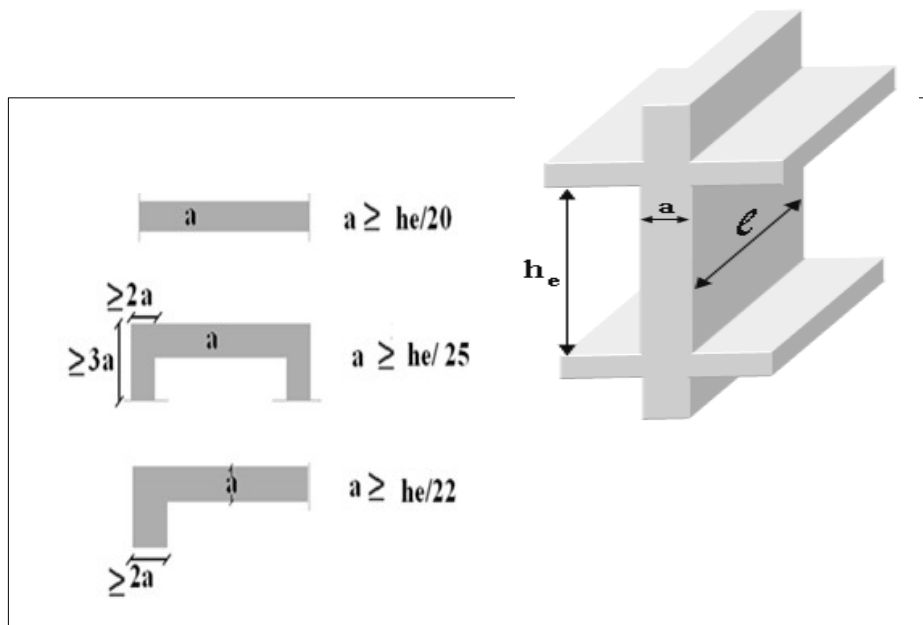


Figure 21 :
Coupe de voile en
plan (gauche)
Voile en 3D
(droite)

Avec :

L : longueur de voile.

h_e : hauteur d'étage.

a : épaisseur du voile.

$a \geq \max (a_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) ;$ avec: $a_{\min} = 15\text{cm}$.

Pour étage courant: $h_e=3,40\text{m}$

$a \geq \max (15; 13,60; 15,45; 17)$

$a \geq 17 \text{ cm}$

Pour le RDC : $h_e = 4,08\text{m}$

$a \geq \max (15; 16,32; 18,54; 20,40)$

$a \geq 20,40 \text{ cm}$

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : $a= 20\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

9. CONCLUSION :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles RPA et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude de planchers de notre ouvrage.

1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments horizontaux capables de reprendre les charges verticales et qui ont pour rôle de :

- Résister aux charges.
- Permettre une isolation thermique et phonique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers, dans notre structure, sont réalisés en :

- ✓ Corps creux.
- ✓ Dalle pleine en béton armé.

2. PLANCHERS À CORPS CREUX

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure III.1) :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

2.1 Les poutrelles

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. On trouve toute une gamme de poutrelles préfabriquées sur le marché: - poutrelle en béton précontraint par fils adhérents, - poutrelle en béton armé (Figure III.1), - poutrelle treillis.

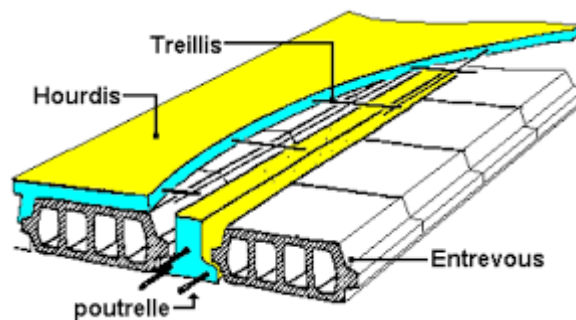


Figure 22 : Plancher à corps creux

2.1.1 Etude des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en **T**, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales. Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

➤ Pré dimensionnement de la poutrelle :

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

On a :

ht: Hauteur de la nervure $ht = 16 + 4 = 20\text{cm}$

h0: Hauteur de la dalle de compression..... $h_0 = 4\text{cm}$

b0: Largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$

L: La largeur max $L = 4,5\text{m}$

b : Largeur de la dalle $b = 2b_1 + b_0$

Ht : La hauteur du plancher 20cm

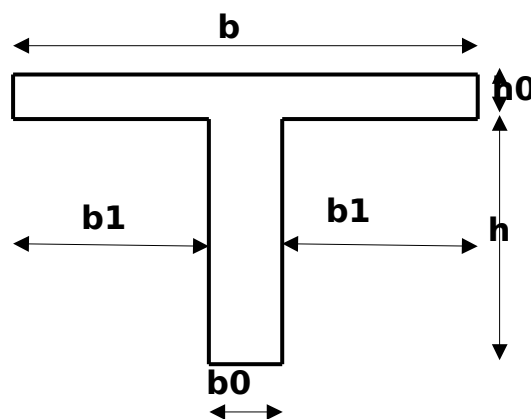


Figure 23 : Dimensions de la poutrelle :

Selon les règles B.A.E.L9 la largeur de la dalle de compression « b » est déterminé comme suit : **L = 4,5 m**

$L_1 = 60\text{cm}$ $b = 2b_1 + b_0$(1)

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (60 - 12)/2 = 24 \text{ cm} \\ b_0 \leq 450 / 10 = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

Soit $b_1=24\text{cm}$.

De (1) $\Rightarrow b = 2(24) + 12 = 60\text{cm}$.

- étude des planchers a corps creux:

❖ BLOC 1 :

On a 2 planchers à étudier:

Plancher terrasse (inaccessible)

$$G=6,13\text{KN/m}^2, Q=1 \text{ KN/m}^2$$

Plancher RDC :

$$G=5,31\text{KN/m}^2, Q=4 \text{ KN/m}^2$$

Charges linéaire:

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) b$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) b$$

Avec $b=60 \text{ cm}$

Tableau 26 : Charges du plancher

Plancher	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse	5,86	4,27
RDC	7.90	5.58

2.1.2 Calcul des poutrelles:

Pour les plancher à charge d'exploitation modérée on applique la méthode forfaitaire, puisqu'on à une construction à usage d'habitation, mais toute fois, il faut assurer les conditions suivant:

$$1. Q \leq \max [2G; 5\text{KN/m}^2]$$

-Terrasse:

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq \max [12.46\text{KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2] \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Plancher RDC

$$1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max [10.82 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2] \dots\dots\dots \text{CV}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les déférentes travées en continuitéCV

3. la fissuration ne comprenant pas la tenue du béton armé et de ses revêtements

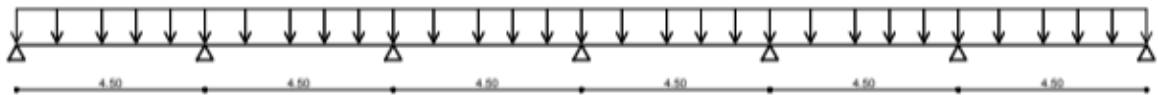
On a une fissuration non préjudiciable.....CV

4. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

On un type de poutrelle qui vérifier cette condition

Type1:



$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

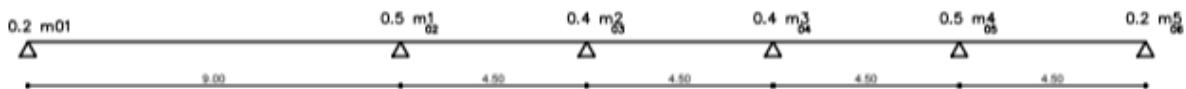
$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4.50}{4.50} = 1 \leq 1,25$$

CV

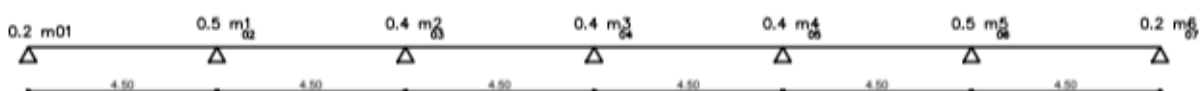
Type 2 :

On va utiliser la méthode de Caquot car la condition de forfaitaire ne vérifie pas



-Calcul des sollicitations des poutrelles:

Plancher terrasse :



-Type1

ELU:

-Moment en travée:

$$M_{0AB} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.83 \text{KNm}$$

$$M_{1BC} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.83 \text{KNm}$$

$$M_{2CD} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.83 \text{KNm}$$

$$M_{3DE} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.53 \text{KNm}$$

$$M_{4EF} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.83 \text{KNm}$$

$$M_{5FG} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{5.86 \times 4.5^2}{8} = 14.83 \text{KNm}$$

-Moment d'appuis:

$$M_0 = 0,2 \times 14.83 = 2.96 \text{KNm}$$

$$M_1 = 0,5 \times 14.83 = 7.41 \text{KNm}$$

$$M_2 = 0,4 \times 14.83 = 5.93 \text{KNm}$$

$$M_3 = 0,4 \times 14.83 = 5.93 \text{KNm}$$

$$M_4 = 0,4 \times 14.83 = 5.93 \text{KNm}$$

$$M_5 = 0,5 \times 14.83 = 7.41 \text{KNm}$$

$$M_6 = 0,2 \times 14.83 = 2.96 \text{KNm}$$

✓ Les moments d'appuis de rives est toujours égal à 0

M_A et M_G Egal à 0

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_0, M_1) = 0.5 \text{ Max } (2.96, 7.41) = 3.70 \text{KNm}$$

$$M_C = 0.5 \text{ Max } (M_1, M_2) = 0.5 \text{ Max } (7.41, 5.93) = 3.70 \text{KNm}$$

$$M_D = 0.5 \text{ Max } (M_2, M_3) = 0.5 \text{ Max } (5.93, 5.93) = 2.96 \text{KNm}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max } (M_3, M_4) = 0.5 \text{ Max } (5.93, 5.93) = 2.96 \text{KNm}$$

$$M_F = 0.5 \text{ Max } (M_4, M_5) = 0.5 \text{ Max } (5.93, 7.41) = 3.70 \text{KNm}$$

➤ **Les moments doivent vérifier les conditions suivantes:**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha) M_0; 1,05 M_0]$$

$$M_{\geq} \frac{(1+0,3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{cas d'une travée intermédiaire})$$

$$M_{\geq} \frac{(1,2+0,3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{cas d'une travée de rive})$$

$$\text{Tel que: } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0,13$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 27 : Les moments

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
A	4.50	5,86	1.37	1.85
B			1.85	
B	4.50	5,86	3,93	3.93
C			3.71	
C	4.50	5,86	3.03	3.12
D			3.12	
D	4.50	5,86	3.31	3.31
E			3.12	
C	4.50	5,86	3.03	3.12
D			3.12	
D	4.50	5,86	5.72	5.72
E			4.42	

L'effort tranchant:

$$T(x) = \pm \frac{qu+L}{8} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{(M_B - M_A)}{2}$$

Tableau 28 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	Δt	$T(x)$ (KN/ml)
A	4.50	5,86	0.79	4.15
B				-12.57
B	4.50	5,86	0	13.56
C				-13.56
C	4.50	5,86	0.12	13.48
D				-13.36
D	4.50	5,86	0	13.36
E				-13.36
C	4.50	5,86	0.12	13.48
D				-13.24
D	4.50	5,86	0.79	14.15
E				-12.57

-ELS: Les moments:

Tableau 29 : Les moments

Travée	L (m)	q_s (KN/ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN)
A	4.50	4,24	1.06	1.35
B			1.35	
B	4.50	4,27	3.15	3.15
C			2.84	
C	4.50	4,27	2.13	2.27
D			2.27	
D	4.50	4,27	2.40	2.40
E			2.27	
C	4.50	4,27	2,13	2.27
D			2.27	
D	4.50	4,27	4.38	4.38
E			2.71	

-L'effort tranchant:

$$(x) = \pm \frac{qu+L}{8} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{(M_B - M_A)}{2}$$

Tableau 30 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q _s (KN/ml)	Δt	T (x) (KN)
A	4.50	4.27	0.54	10.28
B				-9.20
B	4.50	4.27	0.13	9.87
C				-9.61
C	4.50	4.27	0.12	9.86
D				-9.62
D	4.50	4.27	0	9.74
E				-9.74
C	4.50	4.27	0.12	9.86
D				-9.62
D	4.50	4.27	0.60	10.34
E				-9.14

Diagramme de moment et l'effort tranchant

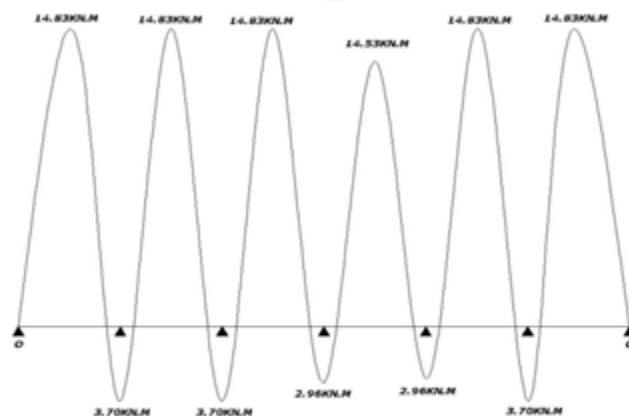


Figure 24 : Diagramme des moments

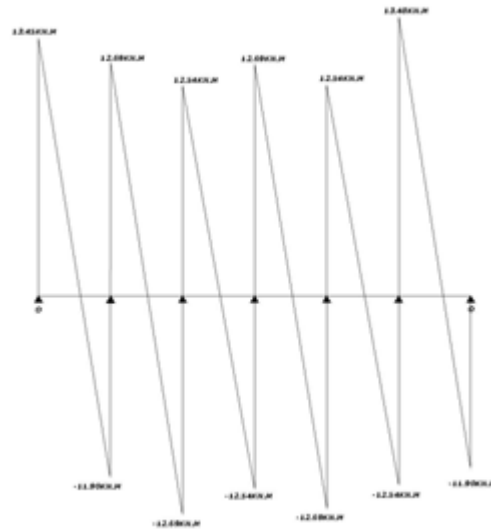


Figure 25 : Diagramme des efforts tranchants

Type 2

➤ Méthode de Caquot :

Moment en appui :

$$M_a = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'}$$

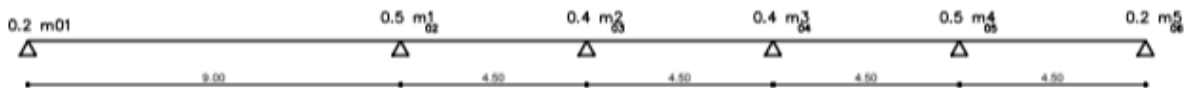
Moment en travée :

$$M_t = \frac{pL}{2} * x - \frac{px^2}{2} + M_i \left(\frac{x}{L_i} \right) + M_{i-1} * \left(1 - \frac{x}{L_i} \right)$$

Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Le calcul de la poutrelle :



Moment en appui :

Longueur fictive :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Donc $L_{bc} = 0.8 * 4.50 = 3.60 m$

$$M_{a0} = M_{a5} = 0$$

$$M_{a1} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-5.86(3.60^3 + 9^3)}{8.5(9 + 4.50)} = -39.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-5.86(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -10.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-5.86(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -10.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-5.86(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -10.55 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée1 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{9.00}{2} + \left(\frac{0 - 39.61}{5.86 * 9} \right) = 3.73 m$$

$$M_{ti} = \frac{5.86 * 9.00}{2} * 3.73 - \frac{5.86 * 3.73^2}{2} - 39.61 * \left(1 - \frac{3.73}{9.00}\right)$$

$$M_{ti} = 33.85 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{39.61 - 10.55}{5.86 * 4.50} \right) = 3.35 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.86 * 4.50}{2} * 3.35 - \frac{5.86 * 3.35^2}{2} + 10.55 * \left(\frac{3.35}{4.50} \right) - 39.61 * \left(1 - \frac{3.35}{4.50}\right)$$

$$M_t = 9.01 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{10.55 - 10.55}{5.86 * 4.50} \right) = 2.25 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.86 * 4.50}{2} * 2.25 - \frac{5.86 * 2.25^2}{2} + 10.55 * \left(\frac{2.25}{4.50} \right) - 10.55 * \left(1 - \frac{2.25}{4.50}\right)$$

$$M_t = 14.82 \text{ KN.m}$$

Travée 4:

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{10.55 - 10.55}{5.94 * 4.50} \right) = 2.25 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.86 * 4.50}{2} * 2.25 - \frac{5.86 * 2.25^2}{2} + 10.55 * \left(\frac{2.25}{4.50} \right) - 10.55 * \left(1 - \frac{2.25}{4.50}\right)$$

$$M_t = 14.83 \text{ KN.m}$$

Travée 5

$$x = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{10.55 - 0}{5.86 * 4.50} \right) = 2.67 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{5.86 * 4.50}{2} * 2.67 - \frac{5.86 * 2.64^2}{2} + 0 - 10.55 * \left(1 - \frac{2.64}{4.50} \right)$$

$$M_t = 10.42 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

✓ **Travée 1 :**

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T(x=0) = \frac{5.86 * 9.00}{2} + \frac{0 - 39.61}{9}$$

$$T(x=0) = 21.96 \text{ KN}$$

$$T(x=9.00) = \frac{5.86 * 9.00}{2} - 5.86 * 9.00 + \frac{0 - 39.61}{9}$$

$$T(x=9.00) = -30.77 \text{ KN}$$

Travée2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 19.91 \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -6.81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Travée 3 :**

$$T(x=0) = \textcolor{red}{\curvearrowright} 13.36 \text{ KN}$$

$$T(x=4.50) = -13.36 \text{ KN}$$

✓ Travée 4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{\curvearrowright} 13.36 \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -13.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée 5 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{\curvearrowright} 15.74 \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -10.98 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

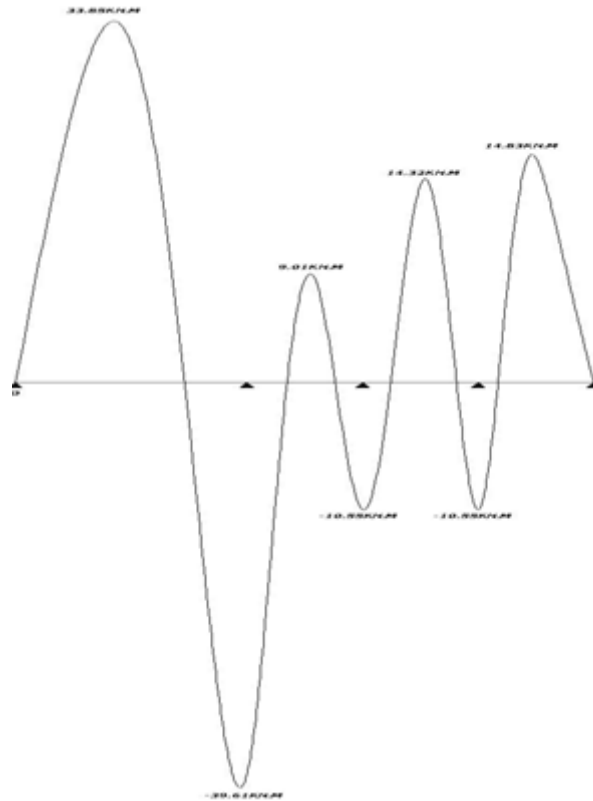


Figure 26 : Diagramme des moments

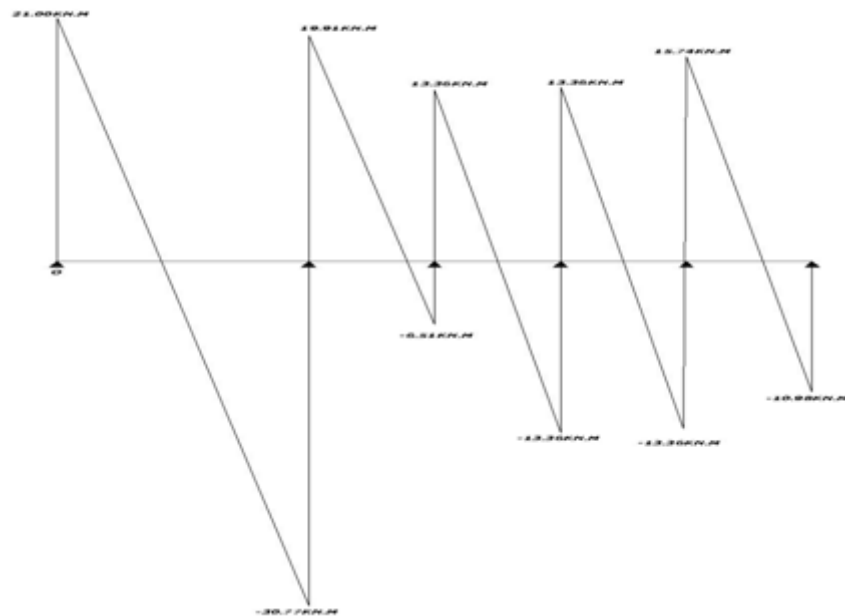
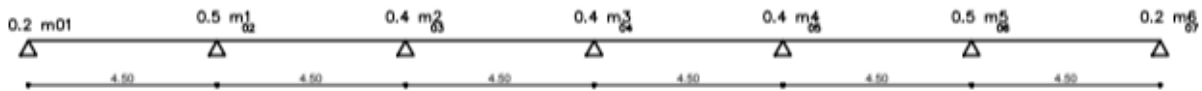


Figure 27 : Diagramme des efforts tranchants :

-Calcul des sollicitations des poutrelles:

Plancher RDC :



-Type1

ELU:

-Moment en travée:

$$M_{0AB} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

$$M_{1BC} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

$$M_{2CD} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

$$M_{3DE} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

$$M_{4EF} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

$$M_{5FG} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 4.5^2}{8} = 19.99 \text{KNm}$$

-Moment d'appuis:

$$M_0 = 0.2 \times 19.99 = 3.99 \text{KNm}$$

$$M_1 = 0.5 \times 19.99 = 9.99 \text{KNm}$$

$$M_2 = 0.4 \times 19.99 = 7.99 \text{KNm}$$

$$M_3 = 0.4 \times 19.99 = 7.99 \text{KNm}$$

$$M_4 = 0.4 \times 19.99 = 7.99 \text{KNm}$$

$$M_5 = 0.5 \times 19.99 = 9.99 \text{KNm}$$

$$M_6 = 0.2 \times 19.99 = 3.99 \text{KNm}$$

✓ Les moments d'appuis de rives est toujours égal à 0

M_A et M_G Egal à 0

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_0, M_1) = 0.5 \text{ Max } (3.99, 9.99) = 4.99 \text{KNm}$$

$$M_C = 0.5 \text{ Max } (M_1, M_2) = 0.5 \text{ Max } (9.99, 7.99) = 4.99 \text{KNm}$$

$$M_D = 0.5 \text{ Max } (M_2, M_3) = 0.5 \text{ Max } (7.99, 7.99) = 3.99 \text{KNm}$$

$$M_E = 0.5 \text{ Max } (M_3, M_4) = 0.5 \text{ Max } (7.99, 7.99) = 3.99 \text{KNm}$$

$$M_F = 0.5 \text{ Max } (M_4, M_5) = 0.5 \text{ Max } (7.99, 9.99) = 4.99 \text{KNm}$$

➤ Les moments doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_{t+} = \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha) M_0; 1,05 M_0]$$

$$M_{t+} \geq \frac{(1+0,3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{cas d'une travée intermédiaire})$$

$$M_{t+} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{cas d'une travée de rive})$$

$$\text{Tel que: } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,23} = 0,13$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau 31 : Les moments

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
A	4.50	7.90	2.01	2.75
B			2.75	
B	4.50	7.90	6.32	6.31
C			5.68	
C	4.50	7.90	4.55	4.55
D			4.54	
D	4.50	7.90	5.05	5.05
E			4.54	
E	4.50	7.90	5.05	5.05
F			4.54	
F	4.50	7.90	8.84	8.84
G			6.69	

-L'effort tranchant:

$$T(x) = \pm \frac{qux + L}{8} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{(M_B - M_A)}{2}$$

Tableau 32 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	Δt	$T' (x)$ (KN/ml)
A	4.50	7.90	2.52	15.43
B				-45.43
B	4.50	7.90	0	17.95
C				-17.95
C	4.50	7.90	0.22	18.17
D				-17.73
D	4.50	7.90	0	17.95
E				-17.95
C	4.50	7.90	0.22	18.17
D				-17.73
D	4.50	7.90	1.12	19.17
E				-16.73

-ELS:

Les moments:

Tableau 33 : Les moments

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN)
A	4.50	5.58	1.42	1.88
B			1.88	
B	4.50	5.58	4.46	4.46
C			4.01	
C	4.50	5.58	3.27	3.27
D			3.20	
D	4.50	5.58	3.62	3.62
E			3.20	
E	4.50	5.58	3.27	3.27
F			3.20	
F	4.50	5.58	4.69	4.69
G			3.20	

-L'effort tranchant:

$$T(x) = \pm \frac{qu+L}{8} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{(MB - MA)}{2}$$

Tableau 34 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q _u (KN/ml)	Δt	T (x) (KN)
A	4.50	5.58	0.79	13.48
B				-11.90
B	4.50	5.58	0	12.69
C				-12.69
C	4.50	5.58	0.15	12.84
D				-12.54
D	4.50	5.58	0	12.69
E				-12.69
E	4.50	5.58	0.15	12.84
F				-12.54
F	4.50	5.58	0.79	13.48
G				-11.90

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

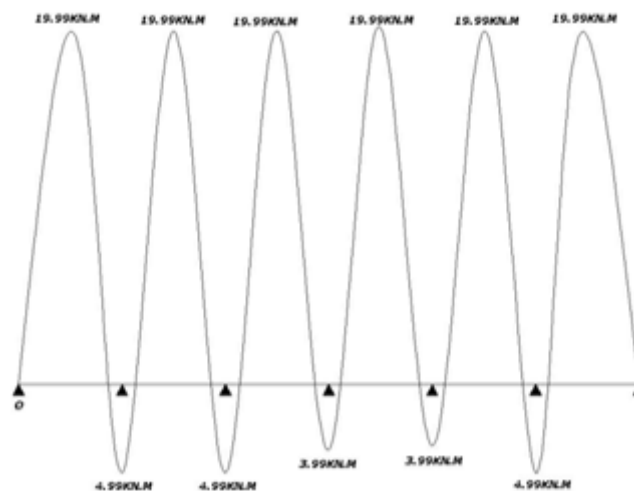


Figure 28 : Diagramme des moments

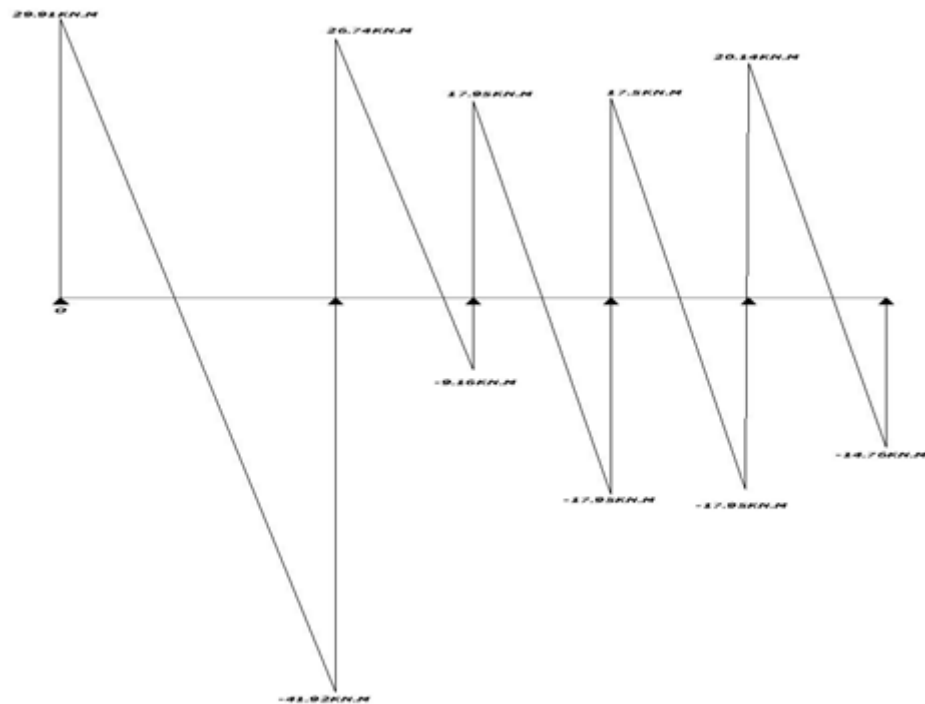
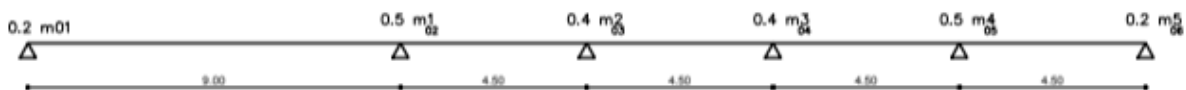


Figure 29 : Diagramme Des efforts tranchants

Type 2 Méthode de Caquot



- Type 2

➤ Méthode de Caquot : PLANCHER RDC:

Moment en appui :

$$M_a = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'}$$

Moment en travée :

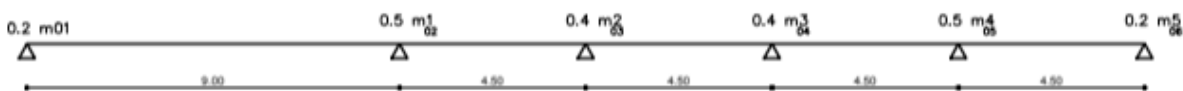
$$M_t = \frac{pL}{2} * x - \frac{p x^2}{2} + M_i \left(\frac{x}{L_i} \right) + M_{i-1} * \left(1 - \frac{x}{L_i} \right)$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Le calcul de la poutrelle :



Moment en appui :

Longueur fictive :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Donc $L_{bc} = 0.8 * 4.50 = 3.60 m$

$M_{a0} = M_{a5} = 0$

$$M_{a1} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-7.98(3.60^3 + 9^3)}{8.5(9 + 4.50)} = -53.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-7.98(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-7.98(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-7.98(3.60^3 + 4.50^3)}{8.5(4.50 + 4.50)} = -14.37 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

Travée1 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{9.00}{2} + \left(\frac{0 - 53.94}{7.98 * 9} \right) = 3.74 \text{ m}$$

$$M_{tt} = \frac{7.98 * 9.00}{2} * 3.74 - \frac{7.98 * 3.74^2}{2} - 53.94 * \left(1 - \frac{3.74}{9.00} \right)$$

$$M_{tt} = 46.96 \text{ KN.m}$$

Travée2 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{53.94 - 14.37}{7.98 * 4.50} \right) = 3.35 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.98 * 4.50}{2} * 3.35 - \frac{7.98 * 3.35^2}{2} + 14.37 * \left(\frac{3.35}{4.50} \right) - 53.94 * \left(1 - \frac{3.35}{4.50} \right)$$

$$M_t = 12.28 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{14.37 - 14.37}{7.98 * 4.50} \right) = 2.25 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.98 * 4.50}{2} * 2.25 - \frac{7.98 * 2.25^2}{2} + 14.37 * \left(\frac{2.25}{4.50} \right) - 14.37 * \left(1 - \frac{2.25}{4.50} \right)$$

$$M_t = 20.19 \text{ KN.m}$$

Travée 4:

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{14.37 - 14.37}{7.98 * 4.50} \right) = 2.25 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.98 * 4.50}{2} * 2.25 - \frac{7.98 * 2.25^2}{2} + 14.37 * \left(\frac{2.25}{4.50} \right) - 14.37 * \left(1 - \frac{2.25}{4.50} \right)$$

$$M_t = 20.19 \text{ KN.m}$$

Travée 5

$$x = \frac{4.50}{2} + \left(\frac{14.37 - 0}{7.98 * 4.50} \right) = 2.65 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{7.98 * 4.50}{2} * 2.65 - \frac{7.98 * 2.65^2}{2} + 0 - 14.37 * \left(1 - \frac{2.65}{4.50} \right)$$

$$M_t = 13.65 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

✓ Travée 1 :

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T(x=0) = \frac{7.98 * 9.00}{2} + \frac{0 - 53.94}{9}$$

$$T(x=0) = 29.91 \text{ KN}$$

$$T(x=9.00) = \frac{7.98 * 9.00}{2} - 7.98 * 9.00 + \frac{0 - 53.94}{9}$$

$$T(x=9.00) = -41.90 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 26.74 \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -9.16 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{\text{17.95}} \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -17.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée 4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{\text{17.95}} \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -17.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ Travée 5 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{\text{21.14}} \text{ KN} \\ T(x=4.50) = -14.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

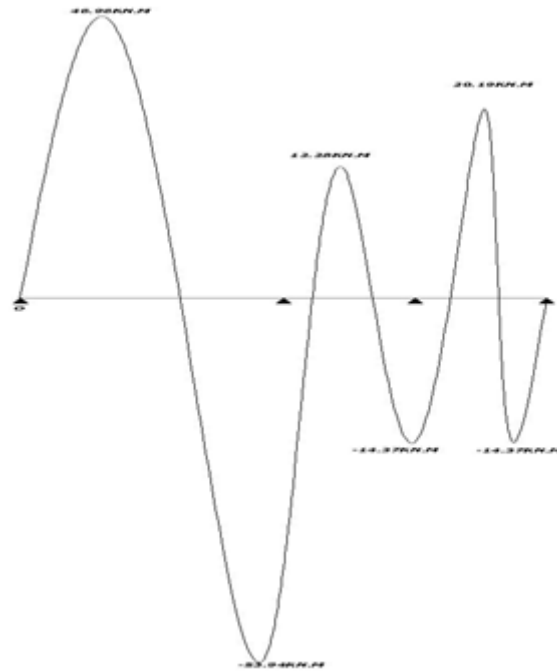


Figure 30 : Diagramme des moments

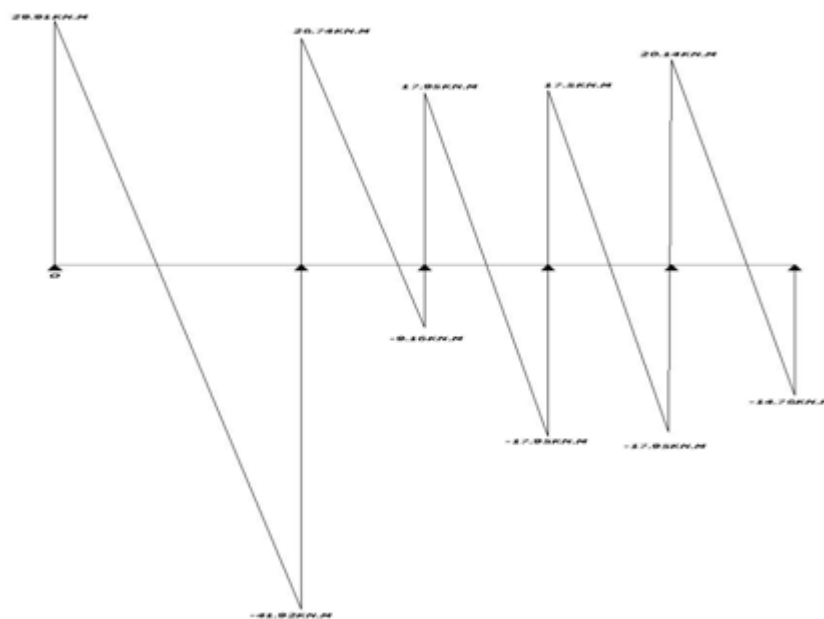


Figure 31 : Diagramme des efforts tranchants

❖ BLOC 2

➤ Méthode de Caquot :

Plancher terrasse :

TYPE 1 :



Le calcul de la poutrelle :

Moment en appui :

Longueur fictive :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Donc $L_{bc} = 0.8 * 1.50 = 1.2 m$

$M_{a0} = M_{a2} = 0$

$$M_{a1} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-5.94(1.20^3 + 4.00^3)}{8.5(4.00 + 1.50)} = -8.53 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée1 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.00}{2} + \left(\frac{0 - 8.53}{5.94 * 4} \right) = 1.64 m$$

$$M_{t1} = \frac{5.94 * 4.00}{2} * 1.64 - \frac{5.94 * 1.64^2}{2} - 8.53 * \left(1 - \frac{1.64}{4.00} \right)$$

$$M_{t1} = 6.46 \text{ KN.m}$$

Travée2 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{1.50}{2} + \left(\frac{8.53 - 0}{5.94 * 1.50} \right) = 0.71 m$$

$$M_t = \frac{5.94 * 1.50}{2} * 0.71 - \frac{5.94 * 0.71^2}{2} + 0 - 8.53 * \left(1 - \frac{0.71}{1.50} \right)$$

$$M_t = -1.24 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

✓ Travée 1 :

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T(x=0) = \frac{5.94 \cdot 4.00}{2} + \frac{0 - 8.53}{4}$$

$$T(x=0) = 9.74 \text{ KN}$$

$$T(x=4.00) = \frac{5.94 \cdot 4}{2} - 5.94 \cdot 4.00 + \frac{0 - 8.53}{4}$$

$$T(x=4.00) = -14.01 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = \textcolor{red}{-} 10.14 \text{ KN} \\ T(x=1.50) = + - 1.23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

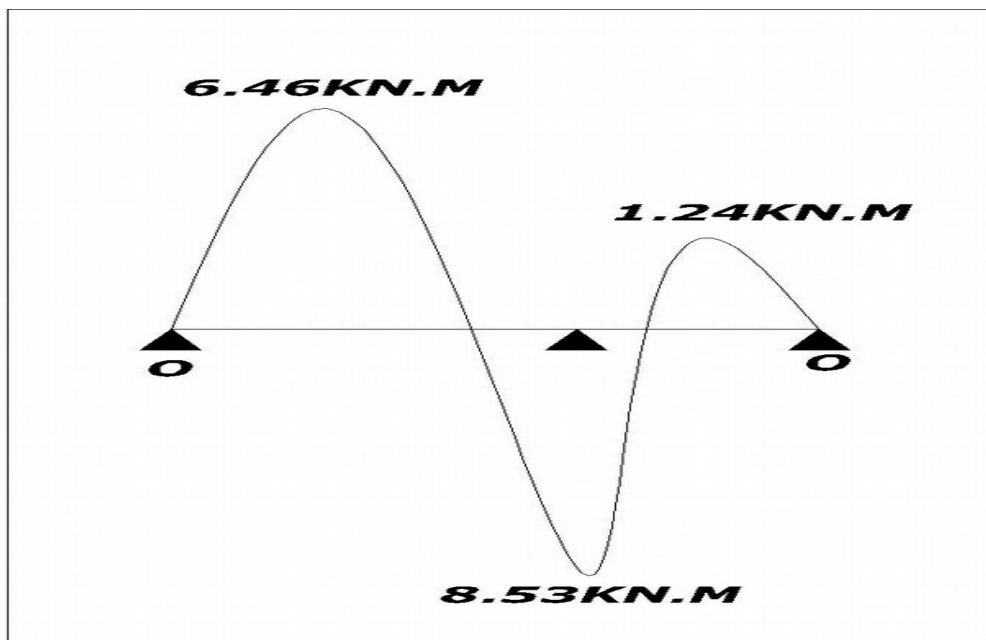


Figure 32 : Diagramme des moments

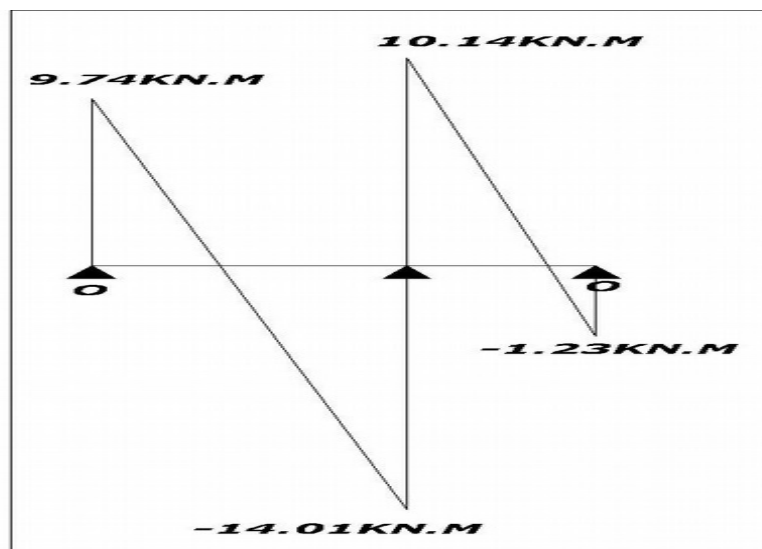


Figure 33 : Diagramme des moments

Type 2 :



$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{5.94 \times 5.50^2}{8}$$

$$M_{\max} = 22.46 \text{ K n.m}$$

Les moments en travée :

$$M_0 = 22.46 \times 0.2$$

$$M_0 = 4.49 \text{ K n.m}$$

Les moments en appuis

$$M_A = M_B = 0$$

Tableau 35 : Les moments

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
A	5.50	5.94	4.71	4.71
B			2.78	

Effort tranchant :

Tableau 36 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	Δt	$T(x)$ (KN)
A	5.50	5.94	0	13.36
B				-13.36

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

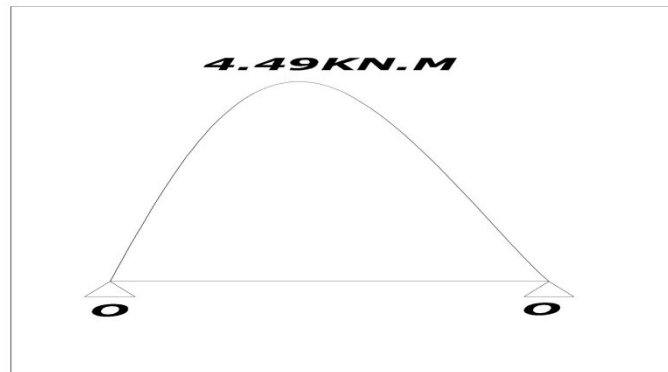


Figure 34 : Diagramme des moments

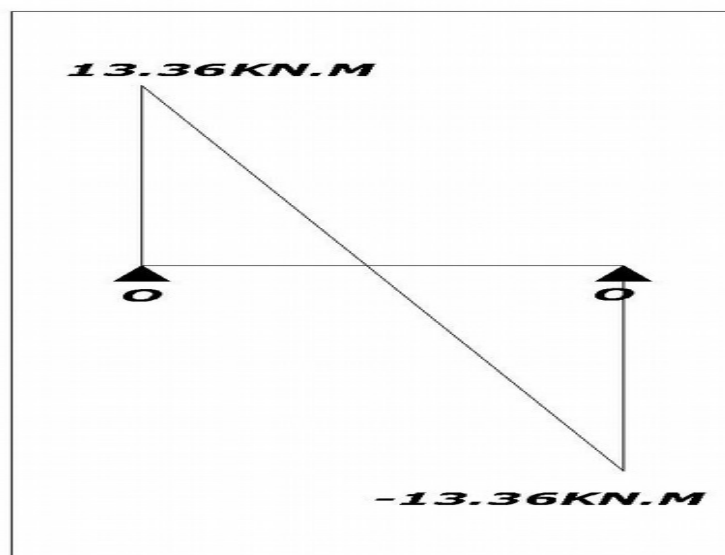
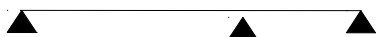


Figure 35 : Diagramme des efforts tranchants

- Méthode de Caquot :
- PLANCHER RDC



Le calcul de la poutrelle :

Moment en appui :

Longueur fictive :

$L' = L$ (travée de rive)

$L' = 0.8 L$ (travée intermédiaire)

Donc $L_{bc} = 0.8 * 1.50 = 1.2 m$

$M_{a0} = M_{a2} = 0$

$$M_{a1} = \frac{-p_w l_w'^3 + p_e * l_e'^3}{8.5 * l_w' + l_e'} = \frac{-7.98(1.20^3 + 4.00^3)}{8.5(4.00 + 1.50)} = -11.21 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

Travée1:

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{4.00}{2} + \left(\frac{0 - 11.21}{7.98 * 4} \right) = 1.64 m$$

$$M_{t1} = \frac{7.98 * 4.00}{2} * 1.64 - \frac{7.98 * 1.64^2}{2} - 11.21 * \left(1 - \frac{1.64}{4.00} \right)$$

$$M_{t1} = 8.82 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{pL} \right) = \frac{1.50}{2} + \left(\frac{11.21 - 0}{7.98 * 1.50} \right) = 1.68 m$$

$$M_t = \frac{5.94 * 1.50}{2} * 1.68 - \frac{5.94 * 1.68^2}{2} + 0 - 11.21 * \left(1 - \frac{1.68}{1.50} \right)$$

$$M_t = 0.44 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

✓ **Travée 1 :**

$$T(x) = \frac{pL}{2} - px + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T(x=0) = \frac{7.98 * 4.00}{2} + \frac{0 - 11.21}{4}$$

$$T(x=0) = 13.15 \text{ KN}$$

$$T(x=4.00) = \frac{7.98 * 4}{2} - 7.98 * 4.00 + \frac{0 - 11.21}{4}$$

$$T(x=4.00) = -18.76 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$\begin{cases} T(x=0) = 13.45 \text{ KN} \\ T(x=1.50) = -1.48 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme de moment et l'effort tranchant :

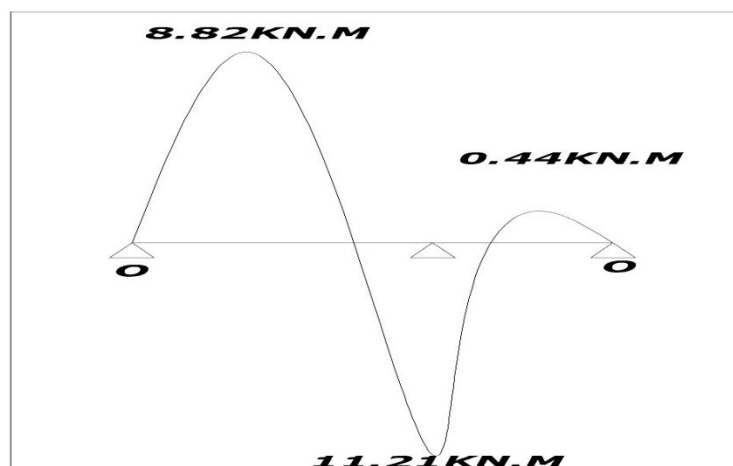


Figure 36: Diagramme des moments

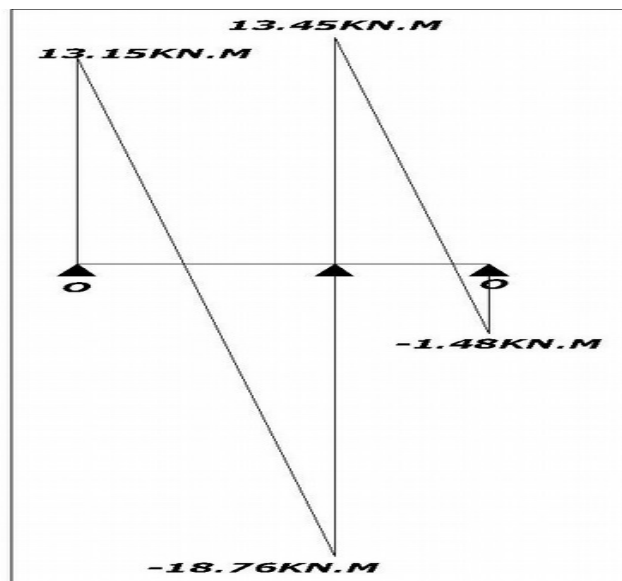
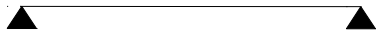


Figure 37 : Digramme des efforts tranchants

Type 2 :



$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{7.98 \times 5.50^2}{8}$$

$$M_{\max} = 30.17 \text{ Kn.m}$$

Les moments en travée :

$$M_0 = 30.17 \times 0.2$$

$$M_0 = 6.03 \text{ kn.m}$$

Les moments en appuis

$$M_A = M_B = 0$$

Tableau 37 : Les moments

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
--------	-------	---------------	--------------	--------------

A	5.50	7.98	4	6.67
B			6.67	

Effort tranchant :

Tableau 38 : Efforts tranchants

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	Δt	$T(x)$ (KN)
A	5.50	7.98	0	17.95
B				-17.95

Diagramme de moment et l'effort tranchant :



Figure 38: Diagramme des moments

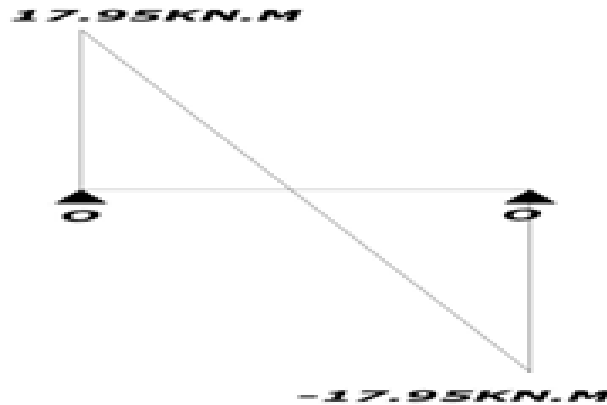


Figure 39 : Diagramme des efforts tranchants

3. CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus de notre mosquée, on a opté pour un plancher 16+4

4. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles en béton sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y appuyés sur 2,3 ou 4 côtés. Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle et L_y la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. la section transversale vaut ($h \times 100$ cm).

Supposant que la dalle est uniformément chargée, Pour le calcul des dalles nous distinguerons deux cas :

a) Dalle portée sur deux sens si : $0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$.

b) Dalle n'est portée que dans un seul sens si : $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$.

4.1 Calcul des plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x , L_y et d'épaisseur h_d tel que :

$$L_x < L_y$$

➤ Méthode de calcul :

La Méthode de calcul dépend de la valeur : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

- Si : $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

- Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\text{On a : } \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{400} = 1 > 0.4$$

Donc Les dalles de notre structure portent selon deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

➤ **Evaluation des charges :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\begin{cases} G = 6.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **A'ELU :**

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times b \Rightarrow P_u = (1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 4) \times 1 \Rightarrow P_u = 14.24 \text{ KN/ml}$$

• **A'ELS :**

$$P_{ser} = (G + Q) \times b \Rightarrow P_{ser} = (6.11 + 4) \times 1 \Rightarrow P_{ser} = 10.11 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les différents types des panneaux sont :**

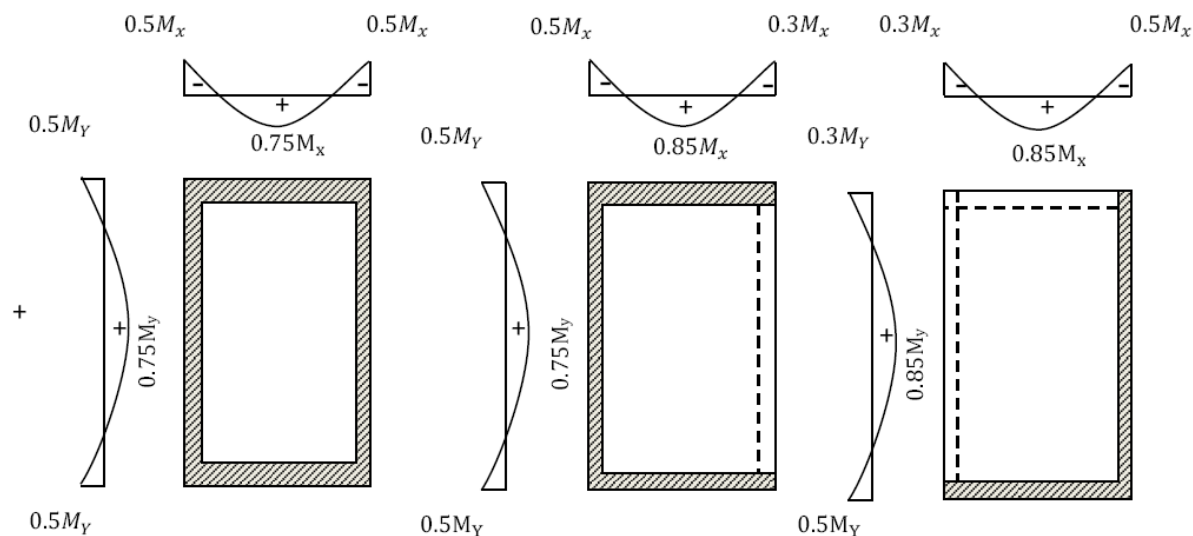


Figure 40 : Différents types des panneaux

4.1.1 calcul les sollicitations :

▣ Exemple de calcul :

type I :

À l'état limite ultime (ELU) :

$$L_x = 4.00 \text{ m}$$

$$L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{5.00} = 0.8 \Rightarrow \text{dalle travail dans les deux sens.}$$

❖ Moment fléchissant :

➤ Calcul de M_{0x} et M_{0y} selon [BAEL 91 / A.8.2, 32] :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : les coefficients de réduction données on fonction du rapport L_x/L_y [BAEL 91/ annexe E3].

$$\alpha=0.74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0368 \\ \mu_y=1.0000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x}=0.0368 \times 14.24 \times 4.00^2=8.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0y}=1.0000 \times 8.38=8.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax}=0.5 M_{0x} \\ M_{ay}=0.5 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax}=4.19 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay}=4.19 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx}=0.75 M_{0x} \\ M_{ty}=0.75 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}=6.28 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty}=6.28 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

❖ **Vérification :**

Il faut vérifier que :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$6.28 \geq \frac{6.28}{4} = 1.57 \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Effort tranchant :**

$$\alpha > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = P_u \cdot \frac{L_y}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 14.24 \times \frac{4.00}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \\ V_y = 14.24 \times \frac{4.00}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 18.98 \text{ KN} \\ V_y = 18.98 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'état limite service (ELS):

❖ **Moment fléchissant :**

➤ **Calcul de M_{0x} et M_{0y} :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0441 \times 10.11 \times 4.00^2 = 7.23 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.0000 \times 7.23 = 7.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_{0x} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 3.61 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 3.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 5.42 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 5.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Vérification :**

Il faut vérifier que :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$5.42 \geq \frac{5.42}{4} = 1.35 \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Effort tranchant :**

$$\alpha > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = P_{ser} \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = P_{ser} \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 10.11 \times \frac{4.00}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \\ V_x = 10.11 \times \frac{4.00}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 13.48 \text{ KN} \\ V_y = 13.48 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine à ELU :

➤ **Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211) :**

✓ Sens y- y : $A_{ymin} = 8 h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

✓ Sens x-x : $A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1.2 \times \frac{3-1}{2} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

a) Sens X-X :

a.1) En appui:

$$M_{ax}^u = 4.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = \textcolor{red}{i} \quad 0.016$$

$$\lim \textcolor{red}{i} = 0.392 \rightarrow \text{sections sans armatures comprimées (A' = 0)}.$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < \mu_{\textcolor{red}{i}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) = \textcolor{red}{i} \quad 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.020) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{scal} = \frac{M_{ax}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{4.19 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} \right) \times 10^4 = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_{scal}, A_{smin}) = 0.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5 T 12 = 5.65 cm² / ml

➤ Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$St = \min(3 \cdot h_0 ; 25 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

a.2) En travée :

$$M_{tx}^u = 6.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = \textcolor{red}{\ell} \quad 0.024$$

$$\lim \textcolor{red}{\ell} = 0.392 \rightarrow \text{section}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{\textcolor{red}{\ell}} \text{ armatures comprimées (} A' = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = \textcolor{red}{\ell} \quad 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{scal} = \frac{M_{tx}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{6.28 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} \right) \times 10^4 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_{scal}, A_{smin}) = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5 T 12 = 5.65 cm²/ml

➤ Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$St = \min(3h_0 ; 25\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow St = 20\text{cm}$$

b) Sens Y-Y :

b.1) En appui:

$$M_{ax}^u = 4.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = \textcolor{red}{\ell} \quad 0.016$$

$$\lim \textcolor{red}{\ell} = 0.392 \rightarrow \text{section}$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < \mu_{\textcolor{red}{\ell}} \text{ armatures comprimées (} A' = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.020) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{scal} = \frac{M_{ax}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{4.19 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} \right) \times 10^4 = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{scal}, A_{smin}) = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5 T 12 = 5.65 cm²/ml

➤ **Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]**

$$St = \min(3h_0 ; 25\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow St = 20\text{cm}$$

b.2) En travée :

$$M_{tx}^u = 6.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.024$$

$$\lim \mu = 0.392 \rightarrow \text{section}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_{\text{armatures comprimées}} (\mu' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.144 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{scal} = \frac{M_{tx}^u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \left(\frac{6.28 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} \right) \times 10^4 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_s = \max(A_{scal}, A_{smin}) = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5 T 12 = 5.65 cm²/ml

➤ **Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]**

$$St = \min(3h_0 ; 25\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow St = 20\text{cm}$$

4.1.2-Vérifications :

➤ **Vérification a l'état limite service (ELS) :**

✓ Pour le béton ; $\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Ou bien : $\sigma \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

✓ Pour l'acier : aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérée comme peu préjudiciable

• **Sens X-X :**

En appui:

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{4.19}{3.61} = 1.16$$

$$\sigma = 0.036 \leq \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\sigma = 0.036 \leq 0.33 \dots\dots\dots C.V$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{6.28}{5.42} = 1.15$$

$$\sigma = 0.054 \leq \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\sigma = 0.054 \leq 0.32 \dots\dots\dots C.V$$

- Sens Y-Y :

En appui :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{4.19}{3.61} = 1.16$$

$$\sigma = 0.017 \leq \frac{1.16 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\sigma = 0.017 \leq 0.33 \dots \dots \dots C.V$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{6.28}{5.42} = 1.15$$

$$\sigma = 0.026 \leq \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\sigma = 0.026 \leq 0.32 \dots \dots \dots C.V$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau'_u$$

- Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$
- Contrainte tangente limite : $\tau'_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau 39 : Vérification d'effort tranchant

	Sens	L(m)	d(cm)	T_{max} (K N)	τ_u (MPa)	τ'_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau'_u$ (MPa)
Type I	XX	4.00	13.5	18.98	1.40	1.52	C.V
	YY	4.00	13.5	18.98	1.40	1.52	C.V

➤ **Vérification de poinçonnement :**

$$\tau_u = \frac{P_u}{2 \cdot h(u+v)} \leq 0.045 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{2 \times 0.15(4.00 + 4.00)} \leq 0.045 \times 25$$

$$0.0059 \text{ MPa} \leq 1.12 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{txser}}{20 M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.00} = 0.03 \geq \frac{5.42}{624.4} = 0.008 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.38}{100 \times 13.5} = 0.001 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V \quad \mathbf{1. INTRODUCTION:}$$

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble. Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie.

1.1. Description:

L'escalier se compose généralement de:

- **La paillasse** : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches
- **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos. Ce palier permet aux usagers de se reposer.
- **L'emmarchement** : la longueur d'une marche.
- **Le giron (g)** : la largeur d'une marche
- **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- **Garde de corps** : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

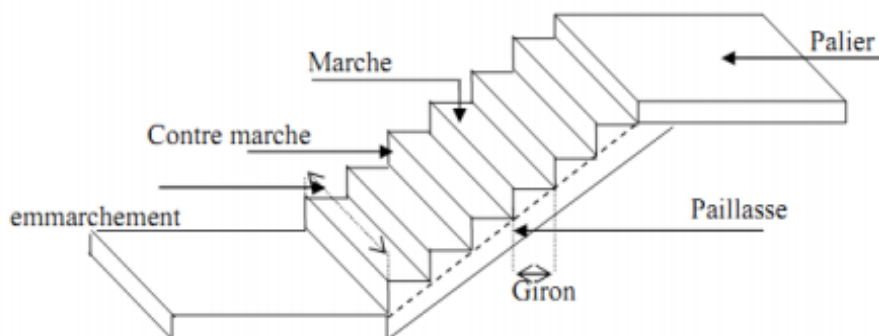


Figure 41 : Eléments constitutifs d'un escalier

2. Pré dimensionnement des escaliers:

Notre ouvrage comporte deux types d'escalier :

- Type 1 à quatre volées desservant le premier étage,
- Type 2 à une seule volée.

Escalier Type 1 :

Son schéma statique est donné par :

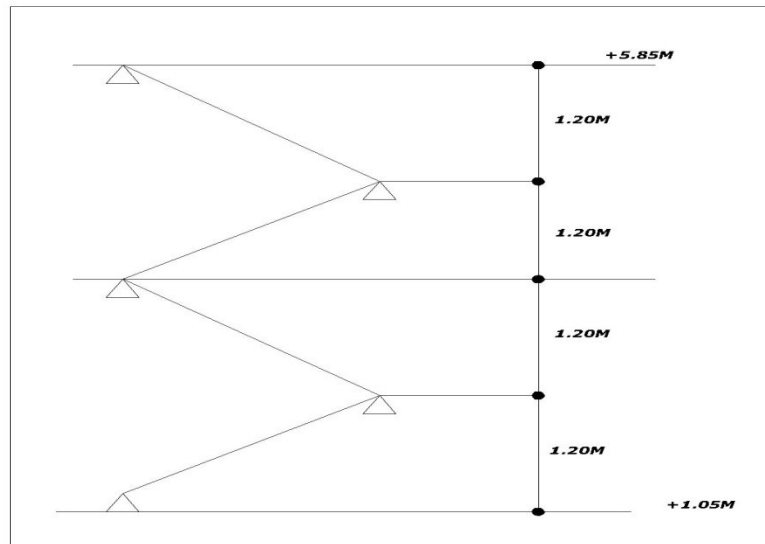


Figure 42 : Schéma statique de l'escalier Type 1

- **Largeur de la marche :** $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
 - **Hauteur de la contre marche :** $h = 17 \text{ cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm
 - ✓ Vérification de la formule de BLONDEL :
- $60 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$. (Condition vérifiée)
- **Nombre de contre marches**
 - ✓ Paillasse 1 = Paillasse 2 = Paillasse 3 = Paillasse 4 : $n = H/L = 119/17 = 7$ contre marches
 - **Nombre de marches**
 - ✓ Paillasse 1 = Paillasse 2 = Paillasse 3 = Paillasse 4 : $m = n - 1 = 6$ marches
 - **Longueur horizontale de la volée**
 - ✓ Paillasse 1 = Paillasse 2 = Paillasse 3 = Paillasse 4 : $L = g(n - 1) = 0,30(7 - 1) \Rightarrow L = 1.80 \text{ m}$
 - **Angle d'inclinaison de la volée :**

- ✓ Paillasse 1= Paillasse 2= Paillasse 3= Paillasse 4: $\tan \alpha = H / L = 1,19 - 0,17 = 1,12 / 1,80 = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$

- **Longueur de la volée :**

- ✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2,06 \text{ m}$
- ✓ Paillasse 2: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2,06 \text{ m}$
- ✓ Paillasse 2: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2,06 \text{ m}$
- ✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (29,53) = 2,06 \text{ m}$

- **Epaisseur de la volée :**

- ✓ **Paillasse 1:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6,86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10,03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Paillasse 2:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6,86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10,03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Paillasse 3:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6,86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10,03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

- ✓ **Paillasse 4:**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{206}{30} \leq e_v \leq \frac{206}{20}$$

$$\Rightarrow 6,86 \text{ cm} \leq e_v \leq 10,03 \text{ cm}$$

On adopte : $e_v = 10 \text{ cm}$.

➔ On adopte l'épaisseur des volées a : $e_v = 15 \text{ cm}$

- **Épaisseur du palier de repos :**

On prend la même épaisseur que la volée : $e = 15\text{cm}$

- **Escalier Type 2 :**

Son schéma statique est donné par :

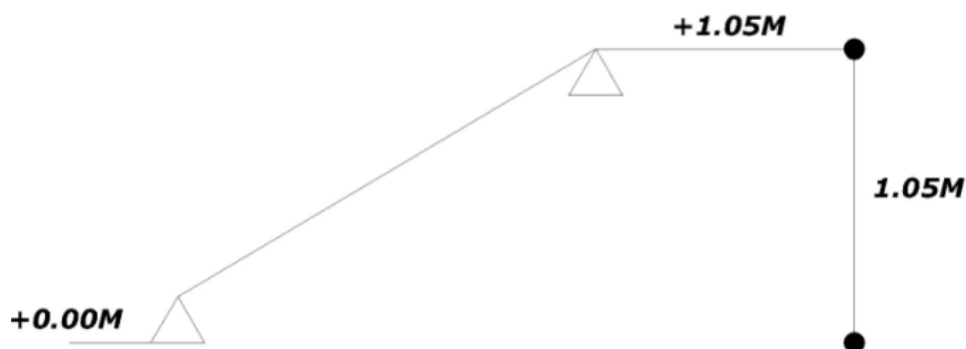


Figure 43:Schéma statique de l'escalier Type 2

- **Largeur de la marche :** $g = 30\text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- **Hauteur de la contre marche :** $h = 17\text{ cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm

✓ Vérification de la formule de BLONDEL :

$60\text{ cm} \leq g + 2h = 64\text{ cm} \leq 64\text{ cm}$. (Condition vérifiée)

- **Nombre de contre marches**

✓ Paillasse 1 : $n = H/L = 105/17 = 6$ contre marches

- **Nombre d'escaliers**

✓ Paillasse 1 : $m = n - 1 = 5$ marches

- **Longueur horizontale de la volée**

✓ Paillasse 1 : $L = g(n - 1) = 0,30(6 - 1) \Rightarrow L = 1,50\text{ m}$

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

✓ Paillasse 1 : $\tan \alpha = H/L = (105-17)/150 = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30,39^\circ$

- **Longueur de la volée :**

✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1.50 / \cos (45.57) = 2.14 \text{ m}$

• Epaisseur de la volée:

✓ Paillasse 1:

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{214}{30} \leq e_v \leq \frac{214}{20}$$

$$\Rightarrow 7.13 \text{ cm} \leq e_v \leq 10.7 \text{ cm}$$

On prend : $e_v = 10 \text{ cm}$.

➔ On adopte l'épaisseur de la volées a : $e_v = 15 \text{ cm}$

• Épaisseur du palier de repos :

On prend la même épaisseur que la volée : $e = 15 \text{ cm}$

3. Evaluation des charges :

Premier type d'escalier

• Le Palier :

- Carrelage (2 cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Dalle du palier (15 cm) : $25 \times 0,15 \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2 cm) : $10 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 1:

- le garde du corps métallique $\dots\dots\dots = 1 \text{ KN / m}^2$
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0.44 \text{ KN /m}^2$
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0.02 \dots\dots\dots = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0.02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0.24 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0.02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0.22 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse (dalle en béton $e = 15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos (31.54)} \dots\dots\dots = 4.39 \text{ KN/m}^2$
- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \dots\dots\dots = 2.12 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos (31.54)} \dots\dots\dots = 0.23 \text{ KN/m}^2$

$$G=9.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 2:

- le garde du corps métallique= 1 KN / m2
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02$ = 0.44 KN /m2
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0,02$ = .0.40KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ =0.22KN/m²
- Paillasse (dalle en béton $e=15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(31.54)}$
.....=4.39KN/m²
- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2}$ = 2.12 KN/m²
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(31.54)}$
.....=0.23KN/m²

$$G=9.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

• La Paillasse 3:

- le garde du corps métallique= 1 KN / m2
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02$ = 0.44 KN /m2
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0,02$ = .0.40KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ =0.22KN/m²
- Paillasse (dalle en béton $e=15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(31.54)}$
.....=4.39KN/m²

- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \dots\dots\dots = 2.12 \text{ KN/m}^2$

- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(31.54)} \dots\dots\dots$
 $\dots\dots\dots = 0.23 \text{ KN/m}^2$

$G = 9.04 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

• La Paillasse 4:

- le garde du corps métallique $\dots\dots\dots = 1 \text{ KN / m}^2$
- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0.44 \text{ KN / m}^2$
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0.02 \dots\dots\dots = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0.02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0.24 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0.02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0.22 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse (dalle en béton $e = 15 \text{ cm}$) : $25 \times \frac{0.15}{\cos(31.54)} \dots\dots\dots = 4.39 \text{ KN/m}^2$

- Marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \dots\dots\dots = 2.12 \text{ KN/m}^2$

- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0.02}{\cos(31.54)} \dots\dots\dots$
 $\dots\dots\dots = 0.23 \text{ KN/m}^2$

$G = 9.04 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Deuxième type d'escalier :

• La Paillasse 1:

- le garde du corps métallique $\dots\dots\dots = 1 \text{ KN / m}^2$

- Carrelage horizontal (2 cm) : $22 \times 0,02$ = 0.44 KN/m²
- Mortier de pose horizontal (2 cm) : $20 \times 0,02$ = 0.40 KN/m²
- Carrelage vertical (2 cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.24 KN/m²
- Mortier de pose vertical (2 cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$ = 0.22 KN/m²
- Paillasse (dalle en béton $e=15\text{ cm}$) : $25 \times \frac{0,15}{\cos(45,57)}$ = 5.36 KN/m²
- Marche : $25 \times \frac{0,17}{2}$ = 2.12 KN/m²
- Enduit en plâtre sous volée (2 cm) : $10 \times \frac{0,02}{\cos(45,57)}$ = 0.28 KN/m²

$$G = 9.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

3. ETUDE DES ESCALIERS

3.1. Calcul des sollicitations :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a)- Combinaison des charges :

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q).1\text{ml}$

ELS : $q_{ser} = (G+Q).1\text{ml}$

Tableaux 40 : Combinaison des charges d'escalier type 1.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
--	------------------------	------------------------	-------------	-------------

Paillasse 1	9,04	2,5	15,95	11,54
Paillasse 2	9,04	2,5	15,95	11,54
Paillasse 3	9,04	2,5	15,95	11,54
Paillasse 4	9,04	2,5	15,95	11,54
Palier 1	4.79	2,5	15,95	7,29

Tableau 41: combinaison des charges d'escalier type 2.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
Paillasse 2	9.05	2,5	15.96	11.55

Schemas des escaliers :

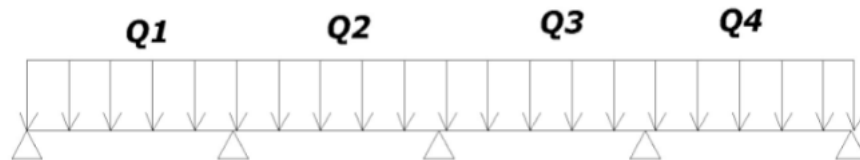
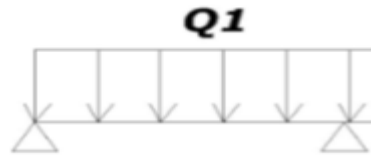


Figure 44: Schéma statique de l'escalier.type 1

Figure 45: Schéma statique de

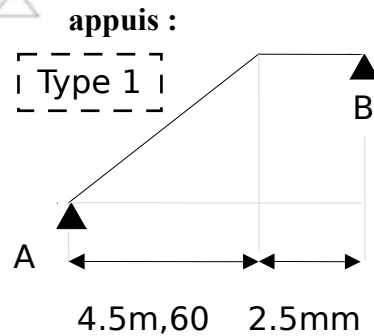


l'escalier. Type 2

b)- Calcul des réactions des

Les diagrammes des efforts internes seront les suivants :

❖ Type 1 ELU:



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 91.22 \text{ KN}$$

$$M_{i,RA} = 0 \Rightarrow R_A = 65.70 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.52 \text{ KN}$$

$$\sum \{ \} = 0$$

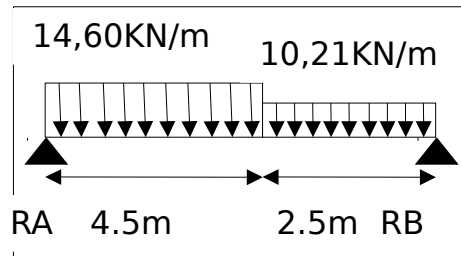


Figure 46 : Schéma statique de calcul volée 1 ELU.

❖ Type 1 ELS:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 65.65 \text{ KN}$$

$$M_{i,RA} = 0 \Rightarrow R_A = 47.43 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.22 \text{ KN}$$

$$\sum \{ \} = 0$$

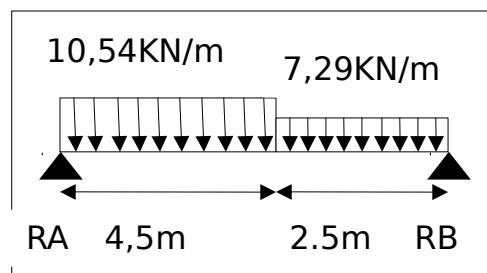
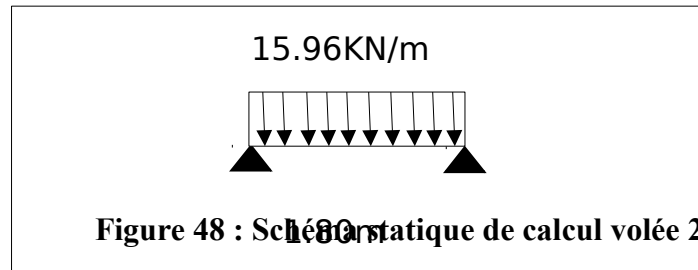


Figure 47 : Schéma statique de calcul volée 1 ELS

❖ Type 2 ELU:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 28.72 \text{ KN}$$

$$\sum M_{i,RA} = 28.72 \text{ KN}$$



❖ Type 2 ELS:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 20.79 \text{ KN}$$

$$\sum M_{i,RA} = 0 \Rightarrow 20.79 \text{ KN}$$

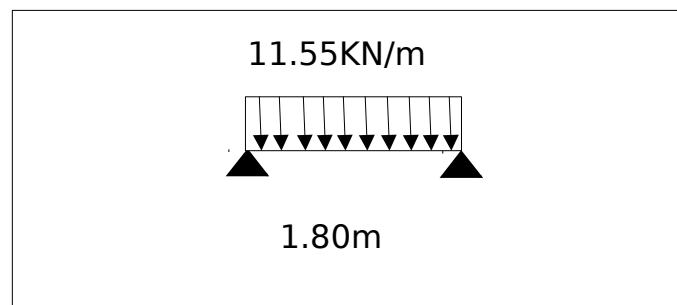


Figure 49 : Schéma statique de calcul volée 2 ELS.

c)- calcul des efforts internes :

❖ Type 1 ELU:

✓ section 1-1 : $0 \leq x \leq 4,50 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1 x = -65.70 - 14.60 x \Rightarrow x = 0 \rightarrow T(0) = -65.70 \text{ KN}.$$

$$x = 4,50 \rightarrow T(4,50) = -131.4 \text{ KN}.$$

$$M^{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{65.70}{14.60} = 4.5 \text{ m} \Rightarrow M(4.5) = 147.82 \text{ KN.m}$$

✓ section 2-2 : $0 \leq x \leq 2.5 \text{ m}$

$$M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} = 25.52 x - 10.21 \frac{x^2}{2} \Rightarrow x = 0 \rightarrow M(0) = 0.$$

$$x = 2.5 \rightarrow M(2.5) = 31.89 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_B - q_2 x = -25.52 + 10.21 x \Rightarrow$$

$$x = 0 \rightarrow T(0) = -25.52 \text{ KN}.$$

$$x = 2.5 \rightarrow T(2.5) = -51.04 \text{ KN}.$$

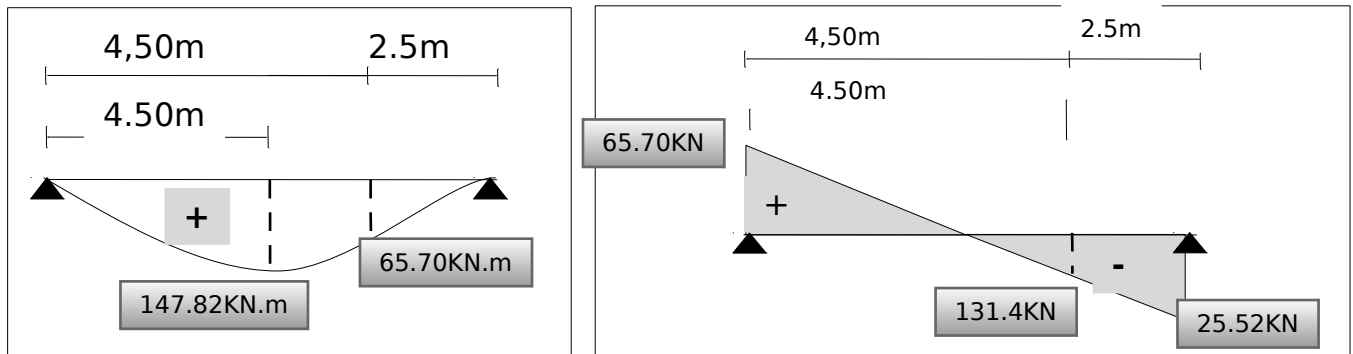


Figure 50 :Diagramme des sollicitations volée 1 ELU.

❖ Type 2 ELU:

✓ section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} = 28.72 x - 15.96 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$x = 0 \rightarrow M(0) = 0.$$

$$x = 1.8 \rightarrow M(1.8) = 25.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T(x) = -R_B + q_2 x = -28.72 + 15.96 x \Rightarrow$$

$$x = 0 \rightarrow T(0) = -28.72 \text{ KN}.$$

$$x = 1.8 \rightarrow T(1.8) = -57.44 \text{ KN}.$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{28.72}{15.96} = 1.79 \text{ m} \Rightarrow M(1.79) = 25.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

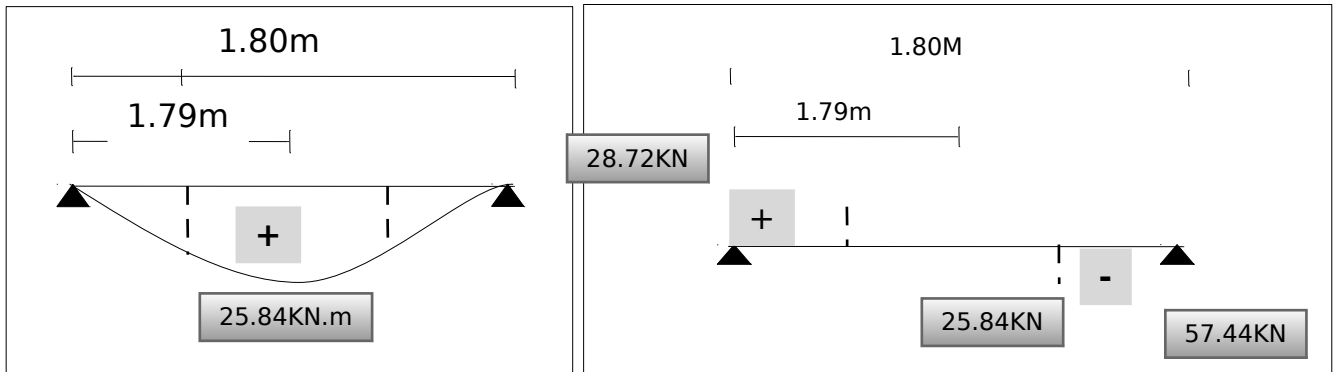


Figure 51 : Diagramme des sollicitations volée 2 ELU.

❖ Type 1 ELS:

✓ section 1-1 : $0 \leq x \leq 4,50m$

$$M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} = 47.43x - 10.54 \frac{x^2}{2} \Rightarrow x=0 \rightarrow M(0) = 0.$$

$$x = 4.22 \rightarrow M(4.50) = 107.16 \text{ N.m}$$

$$T(x) = R_A - q_1 x = 47.43 - 10.54x \Rightarrow x=0 \rightarrow T(0) = 47.43 \text{ KN}.$$

$$x = 4.50 \rightarrow T(4.50) = -94.86 \text{ KN}.$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{47.43}{10.54} = 4.50m \Rightarrow M(4.50) = 107.16 \text{ KN.m}$$

✓ section 2-2 : $0 \leq x \leq 2.5m$

$$M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} = 18.22x - 7.29 \frac{x^2}{2} \Rightarrow x=0 \rightarrow M(0) = 0.$$

$$x = 2.5 \rightarrow M(2.5) = 22.76 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_B + q_2 x = -18.22 + 7.29x \Rightarrow x=0 \rightarrow T(0) = -18.22 \text{ KN}.$$

$$x = 2.5 \rightarrow T(2.5) = -36.44 \text{ KN}.$$

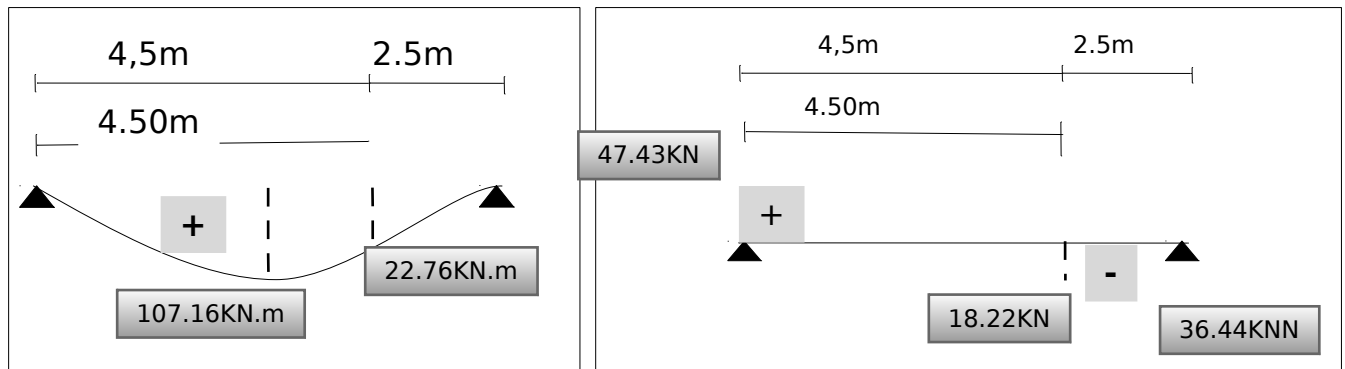


Figure 52 :Diagramme des sollicitations volée 1 ELS.

❖ Type 2 ELS:

✓ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,8m$

$$M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} = 20.79x - 11.55 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$x=0 \rightarrow M(0) = 0.$$

$$x=1,8 \rightarrow M(1,8) = 18.71 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = -R_B + q_2 x = -20.79 + 11.55x \Rightarrow$$

$$x=0 \rightarrow T(0) = -20.79 \text{ kN}.$$

$$x=1,8 \rightarrow T(1,8) = -47.58 \text{ kN}.$$

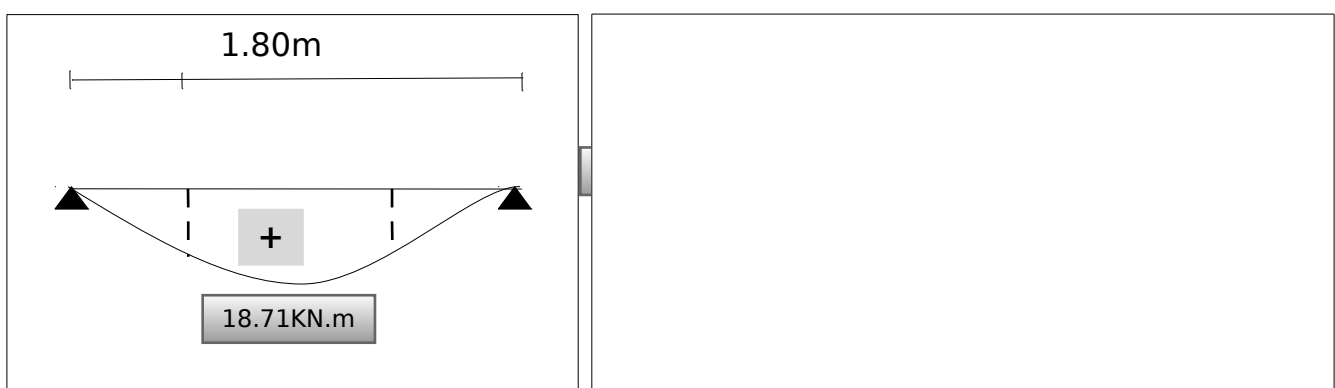


Figure 53:Diagramme des sollicitations volée 2 ELS.

⇒ Récapitulation des résultats :

- ✓ $M_{tr} = 0,8 M_{max}$
- ✓ $M_{ap} = 0,2 M_{max}$

Table 41 :Récapitulation des résultats à ELU et à ELS.

	Type	ELU				ELS			
		M_{max} (KN.m)	M_{tr} (KN.m)	M_{ap} (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	M_{tr} (KNm)	M_{ap} (KN.m)	T_{max} (KN)
Sollicitation	1	147.82	118.25	29.56	65.70	107.16	47.72	21.43	47.43
	2	25.84	20.67	5.16	28.72	18.71	14.96	3.74	20.79

3.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une bande de 1m de largeur.

$$h = 1.20 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h = 1.08 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

❖ Type 1 :

1/- Calcul des armatures à ELU en travée :

$$M_{tr} = 118.25 \text{ KN.m}$$

🌈 Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_{tr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{118.25 \times 10^{-3}}{1 \times (1.08)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,007 < \mu_{lu} = 0,392 \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{tr} = \frac{M_{tr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{tr} = \frac{118.25 \times 10}{0,99 \times 1.08 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{tr} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 1 \times 1.08 \frac{2,1}{400} = 13.04 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix d'armature :

On adopte $A_{tr \text{ choisi}} = 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{tr\text{ choisi}} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13.04 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ Espacement

$$esp \leq \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 12,5 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{tr choisi}}}{4} \Rightarrow A_{\text{rép}} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix d'armature :

On adopte : $A_{\text{rép}} : 12\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$

$A_{\text{rép}} = 13.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13.04 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ Espacement

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

2/- Calcul des armatures en appuis à ELU:

$$M_{ap} = 29.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{29.56 \times 10^{-3}}{1 \times (1.08)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,001 < \mu_{lu} = 0,392$$

Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,001$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{tr} = \frac{29.56 \times 10}{0,99 \times 1.08 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{ap} = 0.79 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix d'armature :

On adopte $A_{ap\text{ choisi}}: 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{ap\text{ choisi}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ Espacement

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{tr choisi}}}{4} \Rightarrow A_{\text{rép}} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix d'armature :

✓

On adopte : $A_{\text{rép}}: 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{\text{tr choisi}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ Espacement

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

❖ Type 2 :

❖ Le calcul du ferrailage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{aligned} \text{❖ } h &= 1,05 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,94 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \\ f_{t28} &= 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1 /- Calcul des armatures à ELU en travée :

$$M_{tr} = 20,67 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales

$$\begin{aligned} \mu_u &= \frac{M_{tr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{20,67 \times 10^{-3}}{1 \times (0,94)^2 \times 14,17} \\ \Rightarrow \mu_u &= 0,001 < \mu_{lu} = 0,392 \end{aligned}$$

Donc pas d'armature comprimée $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,001$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{tr} = \frac{M_{tr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{tr} = \frac{20,67 \times 10}{0,99 \times 0,94 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{tr} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,94 \frac{2,1}{400} = 11,35 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte $A_{tr \text{ choisi}} : 8\text{HA}14 = 12,32 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{tr \text{ choisi}} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11,35 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 12,5 \text{ cm}$

🌈 **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_{tr \text{ choisi}}}{4} \Rightarrow A_{rép} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte : $A_{rép} : 8\text{HA}14 = 12,32 \text{ cm}^2$

$A_{rép} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13,35 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

2/- Calcul des armatures en appuis à ELU:

$$M_{ap} = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{5,16 \times 10^{-3}}{1 \times (0,94)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,004 < \mu_{lu} = 0,392$$

Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{tr} = \frac{5.16 \times 10}{0,99 \times 0,94 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{ap} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,94 \frac{2,1}{400} = 1,1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte $A_{ap \text{ choisi}} : 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{ap \text{ choisi}} = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11.35 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

🌈 **Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{tr \text{ choisi}}}{4} \Rightarrow A_{\text{rép}} = \frac{12.35}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

✓

On adopte : $A_{\text{rép}} : 8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$

Alors : $A_{\text{rép choisi}} = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11.35 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

III.4.4. Vérifications

🌈 **Vérification de l'effort tranchant:**

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,34 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\text{Type (1)} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{65.70.10^3}{1000 \times 108} = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Type (2)} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28.72.10^3}{1000 \times 94} = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

🌈 **Vérification de l'E.L.S:**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$n=15 ; d=0,9h=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

$$by^2 + 30(A_s - A'_s)y - 30(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$\text{En travée : } \Rightarrow A_s = 12,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 5,45 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } \Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

- **moment d'inertie "I":**

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

$$\text{En travée: } I = 17371,45 \text{ cm}^4$$

$$\text{En appui : } I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

- ❖ Type (1):

$$\begin{aligned} \text{Travée} \Rightarrow \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{47.72}{17371,45} \times 5,45 \right] \times 10^3 \\ &\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Appui} \Rightarrow \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{21.43}{8199,02} \times 3,65 \right] \times 10^3 \\ &\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{aligned}$$

- ❖ Type (2):

$$\begin{aligned} \text{Travée} \Rightarrow \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{14.96}{17371,45} \times 5,45 \right] \times 10^3 \\ &\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Appui} \Rightarrow \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{3.74}{8199,02} \times 3,65 \right] \times 10^3 \\ &\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV \end{aligned}$$

- 🌈 **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s .

🌈 Vérification de la flèche : (CBA93)

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$i \frac{h}{l} = \frac{120}{422} = 0.28 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$i \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{12.32}{100 \times 1.08} = 0.11 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots \dots \dots CNV$$

$$i \frac{h}{l} = 0.0355 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{47.72}{10(107.16)} = 0.0445 \dots \dots \dots CNV$$

La flèche n'est pas à vérifier ; on pourra surferai notre escalier en appui et en travée

4..Etude de la poutre palière

La poutre palière est conçue pour être un support d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

La longueur de la poutre: $L = 4$ m.

4.1. Pré-dimensionnement :

❖ Selon le BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte: $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

❖ Le RPA99 préconise en Zone III que :

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$b \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

4.2.Charges revenants à la poutre:

La poutre palière est soumise à :

- ✓ Poids propre de la poutre: $\dots \dots \dots 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$
- ✓ Poids du mur en maçonnerie $\dots \dots \dots 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ kN/ml}$
- ✓ $R_{BU} = 25.82 \text{ kN}$; $R_{B \text{ ser}} = 57.44 \text{ kN}$

Donc:

- ✓ $q_u = 1.35 \times G + R = 1.35 \times (3 + 2.1) + 25.82 = 32.70 \text{ kN/ml}$
- ✓ $q_{ser} = G + R = (3 + 2.1) + 57.44 = 62.54 \text{ kN/ml.}$

4.3.Calcul des moments :

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

E.L.U : $M_0 = \frac{32.70 \cdot (4)^2}{8} = 65.4 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $M_0 = \frac{62.54 \cdot (4)^2}{8} = 125.08 \text{ KN/ml}$

📊 Répartitions des moments :

- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

E.L.U : $M_{tu} = 62.54 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $M_{tser} = 43.35 \text{ KN/ml}$

- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0$

E.L.U : $M_{au} = 44.35 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $M_{aser} = 32.14 \text{ KN/ml}$

III.5. 4. Effort tranchant :

Par les formules de la R.D.M : $V_A = -V_B = \frac{q \times l}{2}$

$$\begin{aligned} \text{E.L.U : } & \begin{cases} V_A = +131.40 \text{ KN} \\ V_B = -131.40 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{E.L.S : } & \begin{cases} V_A = +94.86 \text{ KN} \\ V_B = -94.86 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

4.4. Ferrailage de la poutre :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme peu préjudiciable.

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h = 36 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

❖ En travée :

$$M_t = 62.54 \text{ KN.m}$$

📊 Armatures longitudinales

$$\begin{aligned} \mu_u &= \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{62.54 \times 10^{-3}}{1 \times (0.36)^2 \times 14.17} \\ \Rightarrow \mu_u &= 0.034 < \mu_{lu} = 0.392 \text{ Donc pas d'armature comprimée } A' = 0 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{62.54 \times 10}{0,98 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,36 \frac{2,1}{400} = 4.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte $A_{tr \text{ choisi}} : 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors : $A_{ap \text{ choisi}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.34 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

🚦 **Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{tr \text{ choisi}}}{4} \Rightarrow A_{\text{rép}} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte : $A_{\text{rép}} : 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

$A_{\text{rép}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.34 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 33 \text{ cm}$

❖ **En appuis :**

$$M_{ap} = 44.35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

🚦 **Armatures longitudinales**

$$\mu_u = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{44.35 \times 10^{-3}}{1 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,024 < \mu_{lu} = 0,392$$

Donc pas d'armature comprimée $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{ap} = \frac{44,35 \times 10}{0,98 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} \Rightarrow A_{ap} = 3,61 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

On adopte $A_{ap \text{ choisi}} : 3\text{HA}14/\text{ml} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors : $A_{ap \text{ choisi}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,61 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 33 \text{ cm}$

🌈 **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_{ap \text{ choisi}}}{4} \Rightarrow A_{rép} = \frac{4,62}{4} = 1,15 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

✓

On adopte : $A_{rép} : 3\text{HA}14/\text{ml} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Alors : $A_{rép \text{ choisi}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,61 \text{ cm}^2$ Condition de non fragilité vérifiée.

✓ **Espacement**

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 33 \text{ cm}$

4.5. Vérification :

🌈 **Vérification de l'effort tranchant:**

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

Avec: (Fissuration peu préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{131.40.10^3}{1000 \times 360} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

🚦 Vérification de l'E.L.S:

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$n=15 ; d=0,9h=36\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

$$by^2 + 30(A_s - A'_s)y - 30(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

En travée: $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 4,91 \text{ cm}$

En appui : $A_s = 3,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 4,66 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie "I":**

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

En travée : $I = 35871,39 \text{ cm}^4$

En appui: $I = 28596,19 \text{ cm}^4$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

Travée $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{43.35}{35871,39} \times 4,91 \right] \times 10^3$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

Appui $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{32.14}{28596,19} \times 4,66 \right] \times 10^3$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_s :**

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s .

🚦 Vérification de la flèche : (CBA93 page 126)

Condition de la nécessité de la vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.52}{30 \times 36} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.10 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{43.35}{10(65.40)} = 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \varphi_{t \max} = \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_{l \min}; \frac{b}{10} \right) = \left(\frac{450}{35}; 14; \frac{350}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8,5 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 30 \text{ mm})$$

On adopte $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Alors on adopte : $4\varnothing 8$; $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

4.6. Ferrailage de la poutre :

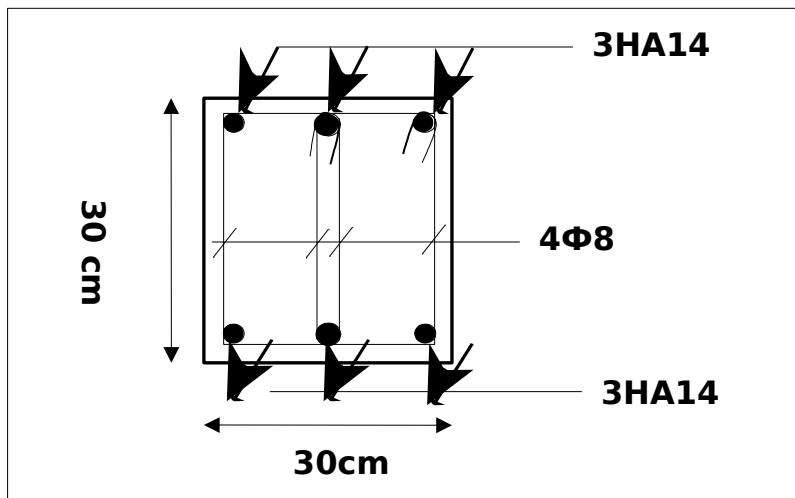


Figure 54 : Ferrailage de la poutre.

1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

2.1 Méthodes de calcul :

Selon le *RPA 99* le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe :** Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le calcul statique de la construction est justifié quand la mosquée vérifie les conditions imposées par le *RPA 99* :

- La symétrie en plan.
- La régularité des formes planes en plan et en élévation.

3. Vérification des conditions d'application :❖ **BLOC I :**

- **Régularité en plan :**

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow \frac{30.15}{26.65} = 1.13 < 4 \dots\dots\dots C.V$$

❖ **Minaret :**

- **Régularité en plan :**

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow \frac{4.00}{4.00} = 1 < 4 \dots\dots\dots C.V$$

Conclusion :

On va appliquer la méthode d'analyse modale spectrale pour toute la structure.

3.1. Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient de la zone (*tableau 4-1 de RPA 99*) ;

D : Facteur d'amplification dynamique ;

Chapitre II Q : Facteur de qualité (*tableau 4-4 de RPA 99*) ;

Chapitre III R : Coefficient de comportement (*tableau 4-3 de RPA 99*) ;

W : Poids totale de la structure.

3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :** Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de

réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.2.1 Définition du spectre de réponse :

Selon le *RPA* l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\begin{aligned}
 & 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\
 & 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 & 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\
 & 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s
 \end{aligned}$$

$$\frac{S_a}{g} = \underset{\text{Z}}{\text{Z}} \underset{\text{Z}}{\text{Z}} \underset{\text{Z}}{\text{Z}} \underset{\text{Z}}{\text{Z}} \underset{\text{Z}}{\text{Z}} \underset{\text{Z}}{\text{Z}}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

h : Facteur de correction d'amortissement.

x : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

3.2.2 Détermination des paramètres de spectre de réponse :

❖ Classification du site :

Selon le *RPA* Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (Catégorie S₃).

❖ Périodes caractéristiques T₁ et T₂ :

Pour un sol type S₃ ⇒ **T₁ = 0.15s ; T₂ = 0.50s**

❖ Coefficient d'accélération A :

Pour notre cas, **Ain Defla** se situe dans une zone de forte sismicité '**Zone III**', et notre ouvrage sera classé en **Groupe 1B (Ouvrages de grande importance)**.

⇒ **A = 0.12**

- **Minaret** : Ossature constitué uniquement de voile sou forme de L au coin et de portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide capables de reprendre la totalité des sollicitations horizontales et verticales (**R = 4**).

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 Pq_i$$

La valeur de Q est déterminée par la formule :

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Tableau 42: Valeurs des pénalités P_q du BLOC I

Critère q	Observé	N/observé	P_{qx}	P_{qy}
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0.05	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0.05	0	0
Control de la qualité du matériau	0	0.05	0.05	0.05
Control de la qualité d'exécution	0	0.1	0.1	0.1
$Q = 1 +$			$\sum P_{qx} = 0.30$	$\sum P_{qy} = 0.30$

Tableau 43: Valeurs des pénalités P_q du Minaret

Critère q	Observé	N/observé	P_{qx}	P_{qy}
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0.05	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0.05	0	0
Régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
Control de la qualité du matériau	0	0.05	0.05	0.05
Control de la qualité d'exécution	0	0.1	0.1	0.1

$Q = 1 +$	$\sum P_{q_x} = 0.30$	$\sum P_{q_y} = 0.30$
-----------	-----------------------	-----------------------

$$Q_x = 1.30$$

$$Q_y = 1.30$$

BLOC I & Minaret \Rightarrow ;

❖ Facteur de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**tableau 4-2 du RPA99**).

Pour le **BLOC I** : ($\xi = 10$)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0.7$$

$$\eta = 0.764$$

Pour le **Minaret** : ($\xi = 7$)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0.7$$

$$\eta = 0.882$$

❖ Période fondamentale de la structure T :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \dots \dots \dots (1)$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_T : Coefficient fonction du system de contreventement du type de remplissage et donné Par le (**tableau 4-6 du RPA99**).

Dans les cas n° 3 (Portiques auto stables en B.A avec remplissage en maçonnerie rigide)

ou n°4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A,

des palées triangulées et des murs en maçonnerie), on peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2)$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul
Considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) et (2)

$$C_{T_x} = 0.05$$

$$C_{T_y} = 0.05$$

On prend les valeurs : $\{ \begin{matrix} 0.05 \\ 0.05 \end{matrix} \}$ pour toute la structure.

Pour le **BLOC I** :

$$T_x = \min$$

$$\frac{0.05 \times 8.9^{3/4}}{\sqrt{32}} = 0.14 s$$

$$\Rightarrow T_x = 0.14 s$$

$$T_y = \min$$

$$\frac{0.05 \times 8.9^{3/4}}{\sqrt{22.50}} = 0.16 s$$

$$\Rightarrow T_y = 0.14 s$$

Pour le **Minaret** :

$$T_x = \min$$

$$\frac{0.05 \times 30^{3/4}}{4.00} = 0.64 s$$

$$\Rightarrow T_x = 0.64 s$$

$$T_y = \min$$

$$\frac{0.05 \times 30^{3/4}}{\sqrt{4.00}} = 0.98 s$$

$$\Rightarrow T_y = 0.64 s$$

❖ Facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{aligned}
 & 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\
 & 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\
 & 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{5/3} & T \geq 3s
 \end{aligned}$$

$$D = \underset{\text{site}}{\underset{\text{correction}}{\underset{\text{amortissement}}{\underset{\text{dynamique}}{\eta}}}} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Pour le **BLOC I**: $0 \leq T \leq T_2 = 0.5s$

$$\begin{aligned}
 D_x &= 2.5 \eta = 2.5 \times 0.764 = 1.91 \\
 D_y &= 2.5 \eta = 2.5 \times 0.764 = 1.91
 \end{aligned}$$

Pour le **Minaret** : $0 \leq T \leq T_2 = 0.5s$

$$\begin{aligned}
 D_x &= 2.5 \eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \\
 D_y &= 2.5 \eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205
 \end{aligned}$$

❖ Poids totale de la structure W :

Selon le RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après le (**Tableau 4.5**) du RPA99 :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes

W_{Qi} : Poids due aux charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération selon la nature et la durée de la charge
(Pour notre cas $\beta = 0.3$)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant :

Tableau 44 : Poids des différents niveaux du BLOC I

Niveau	W (KN)
Premier étage	7864.203
R.D.C	7054.063
ΣW	14918.266

Tableau 45 : Poids du minaret

Niveau	W (KN)
Minaret	2617.67
ΣW	2617.67

4. Interprétation des résultats et vérification des conditions du RPA :

- ❖ Force sismique totale à la base de la structure :
 - BLOC I :

$$A = 0.12, R_x = R_y = 3.5, D_x = D_y = 1.91, Q_x = Q_y = 1.30.$$

$$V_x = V_y = \frac{0.12 \times 1.91 \times 1.30}{3.5} \times 14918.266 = 1270.01 \text{ KN}$$

D'après les résultats, nous avons :

$$\begin{cases} F_x = 3880.42 \text{ KN} \\ F_y = 3697.74 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{aligned} F_x &= 3880.42 \text{ KN} > 0.8 \times V_{xRPA} = 1016.008 \text{ KN} \\ F_y &= 3697.74 \text{ KN} > 0.8 \times V_{yRPA} = 1016.008 \text{ KN} \\ &\Rightarrow C.V \end{aligned}$$

- **Minaret :**

$$A = 0.12, R_x = R_y = 4, D_x = D_y = 2.205, Q_x = Q_y = 1.30.$$

$$V_x = V_y \frac{0.12 \times 2.205 \times 1.30}{4} \times 2617.67 = 255.10 \text{ KN}$$

D'après les résultats, nous avons :

$$\begin{cases} F_x = 236.65 \text{ KN} \\ F_y = 231.08 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{aligned} F_x &= 236.65 \text{ KN} > 0.8 \times V_{xRPA} = 204.08 \text{ KN} \\ F_y &= 231.08 \text{ KN} > 0.8 \times V_{yRPA} = 204.08 \text{ KN} \\ &\Rightarrow C.V \end{aligned}$$

❖ **Nombre de modes à considérer :**

La condition 4.3.4 de RPA consiste à déterminer le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** (participation ou modale) au moins de la masse totale de la structure.

Tableau 46 : Tableau récapitulatif de la participation modale du BLOC I

Modes	Périodes (sec)	Fréquences (Hz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)
1	0.41	2.45	0.00	83.92	0.00	83.92
2	0.40	2.47	88.71	0.00	88.71	83.92
3	0.32	3.15	0.08	0.00	88.79	83.92
4	0.18	5.57	1.35	0.00	90.14	83.92
5	0.18	5.84	0.00	1.50	90.14	85.42
6	0.12	8.34	0.00	0.00	90.14	85.42

7	0.10	10.11	4.74	0.00	94.87	85.42
8	0.08	11.94	0.00	8.27	94.88	93.69
9	0.08	12.78	0.00	0.18	94.88	93.69
10	0.08	13.20	0.01	0.40	94.89	94.27

Tableau 47 : Tableau récapitulatif de la participation modale du Minaret

Modes	Périodes (sec)	Fréquences (Hz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)
1	0.17	1.70	32.75	37.26	32.75	37.26
2	0.16	2.34	41.74	36.47	74.49	73.73
3	0.16	3.11	0.10	0.22	74.59	73.95
4	0.15	6.38	6.05	10.05	80.64	84.00
5	0.14	7.18	7.42	3.81	88.06	87.82
6	0.09	10.66	0.00	0.02	88.06	87.84
7	0.07	13.36	1.05	2.29	89.11	90.13
8	0.07	14.18	1.35	0.28	90.46	90.41
9	0.05	19.31	0.09	0.07	90.55	90.48
10	0.05	19.77	0.04	1.19	90.59	91.67

❖ Vérification de la période :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (4.2.4.4 du RPA).

• BLOC I :

$$\begin{aligned}
 T_{x \text{ dyn}} &= 0.59 \text{ s} < T_{x \text{ emp}} = 0.14 \times 1.3 = 0.182 \text{ s} \\
 T_{y \text{ dyn}} &= 0.43 \text{ s} < T_{y \text{ emp}} = 0.16 \times 1.3 = 0.208 \text{ s} \\
 &\Rightarrow C.V
 \end{aligned}$$

• Minaret :

$$\begin{aligned} T_{x \text{ dyn}} &= 0.17 \text{ s} < T_{x \text{ emp}} = 0.64 \times 1.3 = 0.832 \text{ s} \\ T_{y \text{ dyn}} &= 0.16 \text{ s} < T_{y \text{ emp}} = 0.64 \times 1.3 = 0.832 \text{ s} \\ &\Rightarrow \text{C.V} \end{aligned}$$

{ 1 1 1

1
1

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport : (7.4.3.1 du RPA)

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

• BLOC I :

D'après la modélisation, tous les poteaux (60×60) cm^2 vérifient ,

$$\begin{aligned} \nu_x &= \frac{N_{dx \max}}{B_c \times f_{cj}} = \frac{0.9309}{0.6 \times 0.6 \times 25} = 0.103 < 0.30 \\ \nu_y &= \frac{N_{dy \max}}{B_c \times f_{cj}} = \frac{0.9469}{0.6 \times 0.6 \times 25} = 0.105 < 0.30 \\ &\Rightarrow \text{C.V} \end{aligned}$$

{ 1 1 1

1
1

• Minaret :

$$\begin{aligned} \nu_x &= \frac{N_{dx \max}}{B_c \times f_{cj}} = \frac{0.4670}{0.5 \times 0.5 \times 25} = 0.074 < 0.30 \\ \nu_y &= \frac{N_{dy \max}}{B_c \times f_{cj}} = \frac{0.9469}{0.5 \times 0.5 \times 25} = 0.151 < 0.30 \\ &\Rightarrow \text{C.V} \end{aligned}$$

{ 1 1 1

1
1

❖ Vérification des déplacements :

Il s'agit de vérifier si la condition (4.4.3 du RPA) est satisfaite ou pas. Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

R : Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement maximal au sommet est : $\delta_K \leq \frac{h_t}{100}$
Avec : h_t : Hauteur totale du bâtiment.

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs Δ_K est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{et} \quad \Delta_K \leq 1\% h_e$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

- BLOC I :**

Tableau 48 : Déplacements du BLOC I

Niveau	1% h_e	Sens X (cm)			Sens Y (cm)		
		δ_{Kex}	δ_{Kx}	OBS	δ_{Key}	δ_{Ky}	OBS
Etage 1	4.10	3.00	0.10	C.V	0.10	2.5	C.V
R.D.C	4.80	4.8	0.10	C.V	0.10	3.01	C.V

- Minaret :**

Tableau 49 : Déplacements du Minaret

Niveau	1% h_e		Sens X (cm)				Sens Y (cm)		
		δ_{Kex}	δ_{Kx}	Δ_{Kx}	OBS	δ_{Key}	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	OBS
Etage	30	7.1	6.5	0.399	C.V	7.1	6.5	0.398	C.V

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (5.9 du RPA)**

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids de la structure au-dessus du niveau considéré.

$$P_K = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage K.

Δ_K : Déplacement relatif.

h_K : Hauteur de l'étage K.

- **Minaret :**

Tableau 50 : Tableau récapitulatif de justification de l'effet P- Δ (sens x)

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	V_x (KN)	Δ_{Kx} (m)	θ
Etage	30	2617.67	236.65	0.00399	0.0087

Tableau 51 : Tableau récapitulatif de justification de l'effet P- Δ (sens y)

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	V_y (KN)	Δ_{Ky} (m)	θ
Etage 1	30	2617.67	231.08	0.00398	0.0091

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

❖ Justification de la largeur des joints sismiques : (5.8 du RPA)

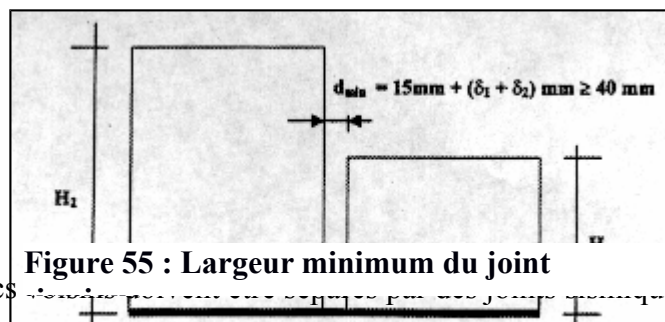


Figure 55 : Largeur minimum du joint

Deux blocs de maçonnerie posés sur un socle. Les dimensions des blocs sont telles que la largeur minimale d_min satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Avec :

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs.

- **BLOC I & Minaret :**

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (7.1 + 4.8) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 26.9 < 40 \text{ mm} \Rightarrow d_{\min} = 40 \text{ mm}$$

5. Conclusion :

Après l'étude sismique, l'interprétation des résultats de logiciel et la vérification des conditions du RPA, on peut accepter le pré-dimensionnement de la structure et on modifie les sections des poteaux du BLOC pour assurer le bon comportement aux cas accidentels.

1. Introduction :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

2. Les poteaux :

2.1. Définition :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales.
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux.
- Effet du vent.
- Effet de la dissymétrie des charges.
- Effet de changement de la température.
- Effet des efforts sismiques.
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M).

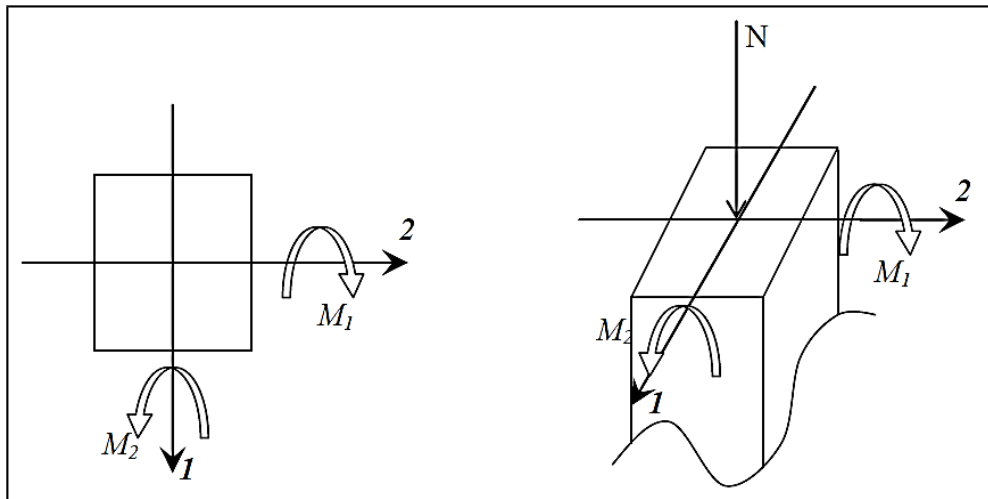


Figure 56 : Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les poteaux seront calculés à la flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e) par rapport au noyau central de la section.

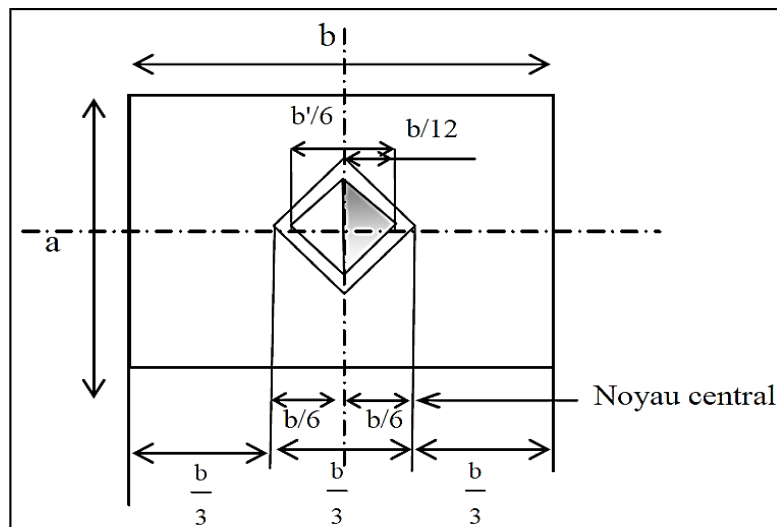


Figure 57 : Schéma du noyau central

Une section soumise à la flexion composée peut être

- Une section partiellement comprimée.
- Une section entièrement comprimée.
- Une section entièrement tendue.

2.2. Combinaisons spécifiques de calcul :

- ❖ Combinaisons fondamentales : **BAEL91**
- $$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots (ELU)$$
- $$G + Q \dots\dots (ELS)$$
- ❖ Combinaisons accidentelles : **RPA99**
- $$G + Q \pm 1.2 E$$
- $$0.8 G \pm E$$

Les sollicitations (M), (N) et (T) sont calculés à l'aide de logiciel **ETABS** sous les combinaisons d'action précédentes.

2.3. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99 et le BAEL91.

2.3.1. Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

A. Conditions du RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,7 % en zone I.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

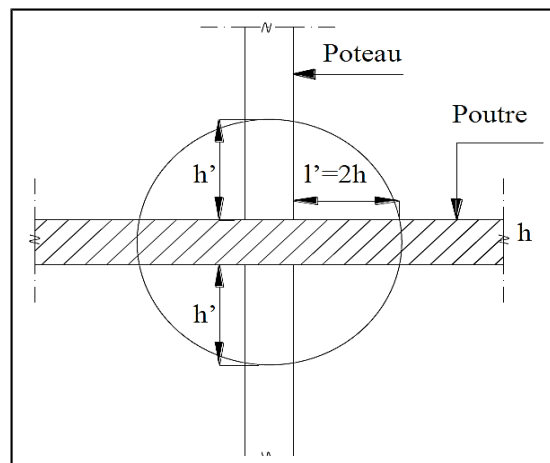


Figure 58: Zone nodale

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60\text{cm} \right)$$

Avec : **h**: Hauteur de la poutre.

a & b : Section d'un poteau.

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

B. Conditions du BAEL :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[B.A.E.L91/A.8.1,21]

$$A_1 \geq 4 \times \text{périmètre par mètre du poteau}$$

$$0.2\%B \leq A_1 \leq 5\%B$$

- Pour une section entièrement comprimée

Avec **B** : Section totale du poteau

- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \Rightarrow$ Pour une section entièrement tendue.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale « c » de deux barres voisines doit respecter la condition suivante : [B.A.E.L91/A.8.1,22]

$$c \leq (a + 10 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

Avec « a » la petite côté du rectangle.

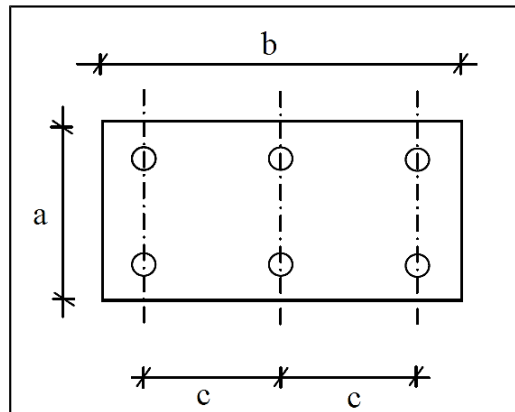


Figure 59 : Espacement entre les armatures longitudinales

2.3.2. Armatures transversales :

A. Conditions du RPA :

- Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times T_u}{b \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant

b : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur dépend de l'élancement géométrique λ_g .

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.5 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

avec

- Les espacements des armatures transversales sont donnés comme suit :

- Zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$

Zone III

- **Zone courante :** $S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\varphi)$

Zone III

- La section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times a}$ en % est donné comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\%$
- $3 \leq \lambda_g \leq 5 \Rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes.

Avec : λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec : L_f : Longueur du flambement.

B. Conditions du BAEL : [B.A.E.L91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$S_t \leq \min(15\varphi_{L_{\min}}, 40\text{cm}, a+10\text{cm})$$

Avec :

a : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{L_{\min}}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

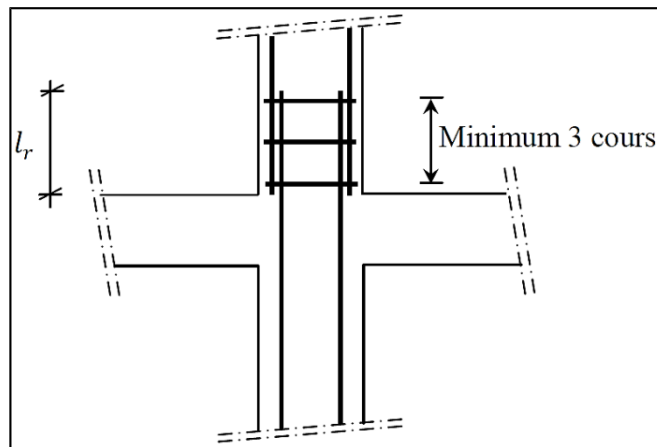


Figure 60 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

2.3.3. Sollicitations de calcul :

- BLOC I :**

On n'a qu'un seul type de poteau dans ce bloc : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

Combinaisons fondamentales				Combinaisons accidentelles				T _{max} (KN)
1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+1.2E		0.8G+E		
N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	
1137.65	48.79	822.32	3.46	499.72	465.24	343.51	384.94	171.86

Tableau 52 : Sollicitations des poteaux du BLOC

- Minaret :**

On n'a qu'un seul type de poteau : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Combinaisons fondamentales				Combinaisons accidentelles				T _{max} (KN)
1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+1.2E		0.8G+E		
N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	
359.98	6.91	266.65	5.12	690.85	83.41	570.49	69.57	52.92

Tableau 53 : Sollicitations des poteaux du Minaret

2.3.4. Exemple de calcul : poteau $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ du BLOC I.

A. Armatures longitudinales :

❖ 1^{er} Cas : Combinaison fondamentale $(1.35 G + 1.5 Q)$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 1137.65 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} &= 48.79 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{48.79 \times 100}{1137.65} = 4.28 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } c = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée, le calcul se fera à la compression simple.}$$

➤ A l'ELU de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - B \times f_{bu}}{\sigma_s \times i} = \left[\frac{1137.65 \times 10^{-3} - 0.60 \times 0.6 \times 14.17}{347.82} \right] \times 10^4$$

$$A'_1 = -113.95 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

➤ A l'ELU de stabilité de forme :

$$L_f = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 4.80 = 3.36 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{60}{\sqrt{12}} = 17.32 \Rightarrow \lambda = \frac{366}{17.32} = 21.13$$

$$\lambda = 21.13 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{21.13}{35} \right)^2} = 0.79$$

Selon le BAEL91 :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right)$$

$$\begin{aligned} B_r &= (a-2)(b-2) \\ B_r &= (60-2)(60-2) = 3364 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

avec

$$A_2' \geq \frac{1.15}{400 \times 100} \left(\frac{1137.65 \times 10^3}{0.79} - \frac{2244 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right)$$

$$\Rightarrow A_2' \geq -78.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2' = 0.$$

❖ 2^{eme} Cas : Combinaison accidentelle : $(G+Q+1.2 E)$

$$N_{corr} = 499.72 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 465.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{499.72 \times 100}{465.24} = 107.41 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée, le calcul se fera à la flexion composée}$$

➤ Calcul du moment fictif :

$$M_F = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_F = 499.72 \times \left(0.81 + \frac{0.60}{2} - 0.06 \right)$$

$$M_F = 524.706 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Détermination des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{544.69 \times 10^{-3}}{0.60 \times (0.54)^2 \times 18.47} = 0.168$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.168)}) = 0.231$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.63 \times (1 - 0.4 \times 0.231) = 0.571$$

$$A_1 = \frac{M_F}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{544.69 \times 10^{-3}}{0.571 \times 400} \right] \times 10^4 = 23.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 10 - \left[\frac{499.72 \times 10^{-3}}{400} \right] \times 10^4 = 2.49 \text{ cm}^2$$

B. Armatures minimales :

❖ Conditions imposées par le BAEL :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times (b \times h)}{100}, \frac{8 \times (b+h)}{100} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times (60 \times 60)}{100}, \frac{8 \times (60+60)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 9.6 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions imposées par le RPA :

$$A_{\min} = 0.7 \times (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.007 \times 60 \times 60 = 25.2 \text{ cm}^2$$

C. Armatures maximales :

❖ Conditions imposées par le BAEL :

$$A_{\max} = \frac{5 \times B}{100} = \frac{5 \times 60 \times 60}{100} = 180 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions imposées par le RPA :

$$A_{\max} = 4 \times (b \times h) = 0.04 \times (60 \times 60) = 144 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{En zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \times (b \times h) = 0.06 \times (60 \times 60) = 216 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

➤ **Choix des armatures :** $A_{\min} = 25.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend **4T25 et 4T20**
($A = 19.64 + 12.57 = 32.21 \text{ cm}^2$)

➤ **APELS :**

$$N_{\max} = 822.32 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 3.46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{3.46 \times 100}{822.32} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée, le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.}$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{171.86 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.54} = 0.53 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

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

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

D. Armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures :**

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{L\max}$$

$$\varphi_t \geq \frac{25}{3} = 7.33 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures :**

❖ **Suivant les règles du BAEL :**

$$S_t = \min(15 \varphi_{L\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.4, 40 \text{ cm}, 60 + 10 \text{ cm})$$

$$S_t = 21 \text{ cm}$$

❖ Suivant les règles du RPA :

- Zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

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

- Zone courante :

$$S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\phi)$$

$$S_t = 14 \text{ cm}$$

➤ Armatures minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{336}{60} = 5.60$$

Après l'interpolation des valeurs limites : $\lambda_g = 5.60 \Rightarrow 0.82$

$$A_{\min} = 0.82 \times a \times S_t$$

$$A_{\min} = 0.0082 \times 60 \times 21 = 10.33 \text{ cm}^2$$

⇒ On prend $A_t = 8\Phi 14 (A = 12.32 \text{ cm}^2)$

E. Détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{480}{6}, 60, 70, 60 \text{ cm}\right) = 80 \text{ cm}$$

F. Longueur de recouvrement :

❖ Suivant les règles du BAEL :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

Avec : $\Psi = 1.5$ (HA)

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

❖ Suivant les règles du RPA :

$$L_s = 40 \varphi$$

$$L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm} \quad \text{en Zone III}$$

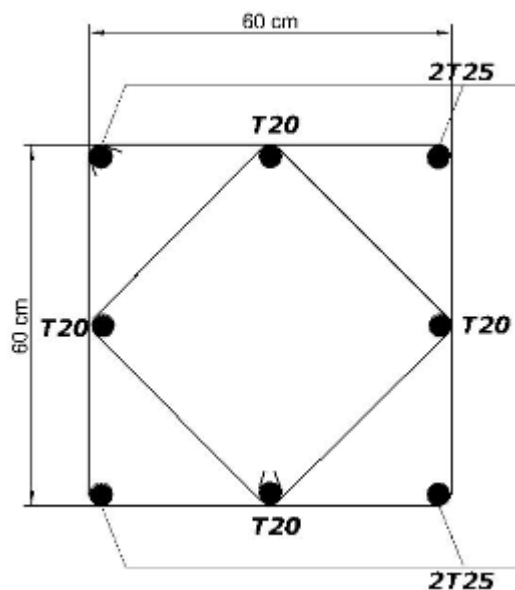


Figure 61 : Schémas de ferrailage des poteaux du BLOC I

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 :

BLOC	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	L _s (cm)	A _{trans}	A _{corr} (cm ²)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
I	60×60	2.49	25.2	4T25 et 4T20	32.21	60	8Φ8	4.02	10	14
Minaret	50×50	2.43	11.2	8T14	12.32	60	4Φ8	2.01	10	15

Tableau 54 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

3. Les poutres :

3.1. Définition :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

3.2. Combinaisons spécifiques de calcul :

- $$\begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots (ELS) \end{array}$$
- ❖ Combinaisons fondamentales : **BAEL91**
- $$\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array}$$
- ❖ Combinaisons accidentelles : **RPA99**

Les sollicitations (M_a), (M_t) et (T) sont calculés à l'aide de logiciel **ETABS** sous les combinaisons d'action précédentes.

3.3. Ferrailage des poutres :

3.3.1. Armatures longitudinales :

A. Recommandation du RPA : RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone I.

B. Recommandation du BAEL : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

3.3.2. Armatures transversales :

A. Recommandation du RPA :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times a \times S_t \quad \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1]}$$

Avec :

a : Largeur de la section.

S_t : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_L \right)$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Zone courante :

-

B. Recommandation du BAEL :

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}{0.9 f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

- L'espacement maximum des armatures transversales a pour valeur :

$$S_{t\max} = \min \left(0.9d, 40 \text{ cm}, \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \right)$$

3.3.3 Sollicitations de calcul :

- BLOC I :**

- Tableau 55 : Sollicitations des poutres du BLOC I

Type	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles	T_{\max} (KN)
------	----------------------------	----------------------------	--------------------

	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E		0.8G+E		
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
Poutre Principale (35×70)	380.33	210.37	270.23	149.33	501.31	140.55	372.41	97.97	278.97
Poutre Secondaire (35×40)	36.34	18.20	26.59	13.33	28.77	13.17	21.11	9.41	24.86

- Minaret :

Tableau VI.7 : Sollicitations des poutres du Minaret

Type	Combinaisons fondamentales				Combinaisons accidentelles				T _{max} (KN)
	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E		0.8G+E		
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
Poutre Principale & Secondaire (35×40)	10.13	7.38	7.50	5.47	148.55	67.02	149.64	66.12	190.20

3.3.4 Exemple de calcul : Poutre principale (35×70) cm² du BLOC I

A. Armatures longitudinales :

➤ A l'ELU :

- En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{380.33 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.63)^2 \times 14.17} = 0.193$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}) = 0.270$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.63 \times (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.561$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{380.33 \times 10^{-3}}{0.561 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 19.49 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{210.37 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.63)^2 \times 14.17} = 0.106$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.140$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.63 \times (1 - 0.4 \times 0.140) = 0.594$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{210.37 \times 10^{-3}}{0.594 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 10.18 \text{ cm}^2$$

B. Armatures minimales :

❖ **Suivant les règles du BAEL :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

❖ Suivant les règles du RPA :

$$A_{\min} = 0.5 \times (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 70 = 12.25 \text{ cm}^2$$

C. Armatures maximales :

$$A_{\max} = 4 \times (b \times h) = 0.04 \times (35 \times 70) = 98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{En zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \times (b \times h) = 0.06 \times (35 \times 70) = 147 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

⤵ ⤵ ⤵

⤵

⤵

➤ Choix des armatures :

- En appuis : $A_{\text{appuis}} = 19.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend $3T25 + 3T20 (A = 24.15 \text{ cm}^2)$
- En travée : $A_{\text{travée}} = 10.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend $6T16 (A = 12.06 \text{ cm}^2)$

➤ Vérification à l'ELS :

- En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{380.33}{270.23} = 1.40$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{appuis}} = 0.318 < 0.455 \dots \dots \dots C.V$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{210.37}{149.33} = 1.40$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.206 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

➤ Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{278.97 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.63} = 1.26 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

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

$$\tau_u = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

D. Armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{700}{35}, 12, \frac{350}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min(20, 12, 35)$$

$$\Rightarrow \varphi_t = 20 \text{ mm}$$

On prend $A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacements des armatures :

❖ Suivant les règles du BAEL :

$$S_{t_{\max}} = \min \left(0.9d, 40 \text{ cm}, \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \right)$$

$$S_{t_{\max}} = \min \left(56.7, 40 \text{ cm}, \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 35} = 28.85 \text{ cm} \right)$$

$$S_{t_{\max}} = 28.85 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}{0.9 f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

Avec : $K = 0$ (Reprise du bétonnage ou béton non traité)

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 400 \times 1.01}{35 \times 1.15 \times 1.98}$$

$$S_t \leq 4.56 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

❖ Suivant les règles du RPA

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varphi_L \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{70}{4}; 12 \times 2 \right) \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{70}{2} \Rightarrow S_t = 35 \text{ cm}$$

➤ Armatures minimales :

- Zone nodale : $A_{t_{\min}} = 0.003 \times 35 \times 5 = 0.525 \text{ cm}^2$

- Zone courante : $A_{t\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

E. Longueur de recouvrement :

❖ Suivant les règles du BAEL :

- En appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

- En travée

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

❖ Suivant les règles du RPA :

- En appuis

$$L_s = 40 \varphi$$

$$L_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

- En travée

$$L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

Remarque : Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Tableau 56 : Récapitulatif du ferrailage des poutres

BLOC	Type des poutres		A_{min} RPA (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{corr} (cm ²)	L_s (cm)	A_{trans}	A_{corr} (cm ²)	S_t (cm)	S_t' (cm)
I	Principale (35×70)	Appuis	12.25	19.49	3T25+3T20	24.15	80	4Φ8	2.01	5	10
		Travée	12.25	10.18	6T16	12.06	65				
	Secondaire (35×40)	Appuis	6.1	1.95	3T16	6.03	65	2Φ8	1.01	10	15
		Travée	6.1	1.98	3T16	6.03	65				
Minaret	Principale & Secondaire (40×40)	Appuis	5.8	2.53	3T14	4.62	60	2Φ8	1.01	5	10
		Travée	5.8	2.79	3T14	4.62	60				

3.3.5 Disposition des armatures :

Pour une meilleure disposition et répartition des armatures dans la poutre, on doit respecter les conditions suivantes :

■ **Pour les armatures longitudinales :**

La hauteur d'un paquet de barres doit être au plus égale au double de sa largeur.

[BAEL91/A.7.2,1] ⇒ Les dispositions des barres autorisées sont donc :

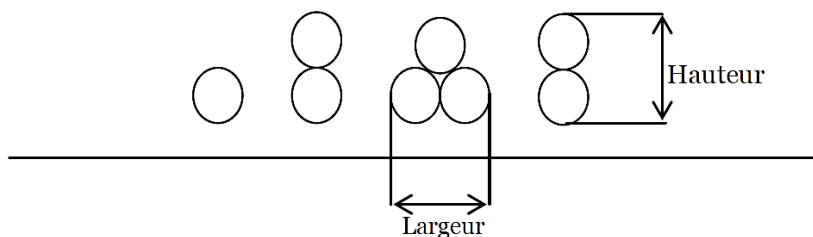


Figure 62: Les groupements de barres autorisées par de le ferrailage

Remarque :

1. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. [RPA99/A.7.5.2. 1]

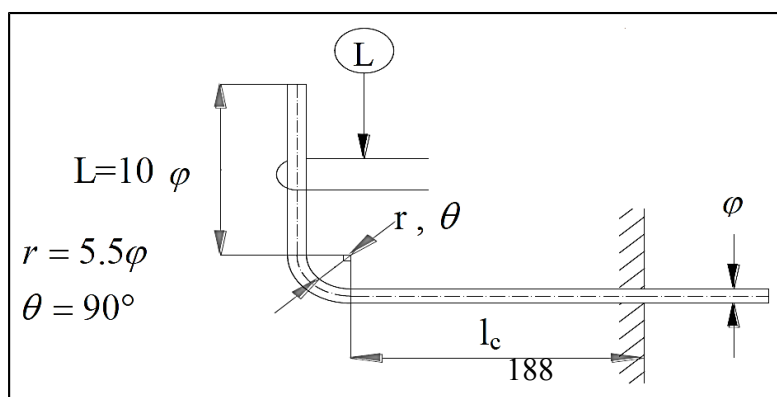



Figure 63 : Ancrage courbe avec un crochet à 90°

 : Une ligature égale à $\frac{\phi}{4}$ relie le retour de la barre à la masse du béton [BAEL91/A.7.4,3]

2. L'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis. Une barre est toujours ancrée individuellement. Il en résulte que dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d'ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher. [BAEL91/A.6.1,21]
3. Arrêt des barres dans une poutre : Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

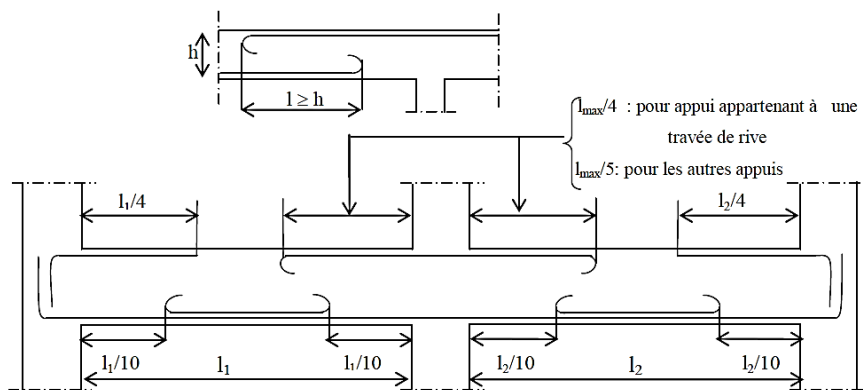


Figure 64: Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre

■ Pour les armatures transversales :

Ancrage des cadres ; épingles et étriers : [BAEL91/A.6.1,255]

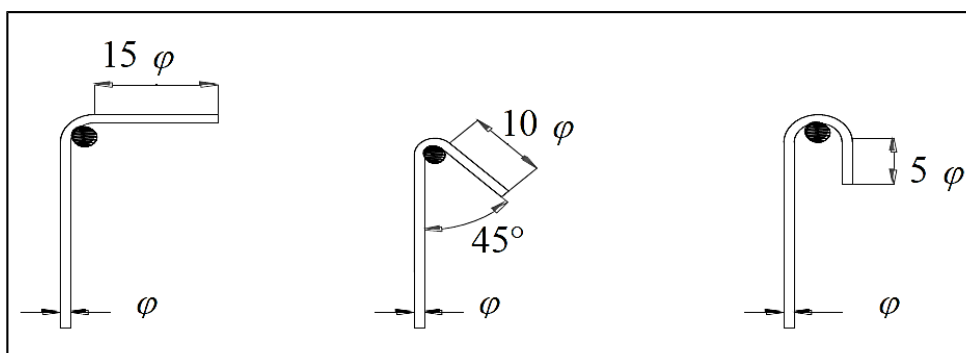


Figure 65: Façonnage des cadres, étriers et épingles

Le rayon de cintrage $r = 3\Phi$

Pour notre poutre on admet la disposition des armatures suivantes :

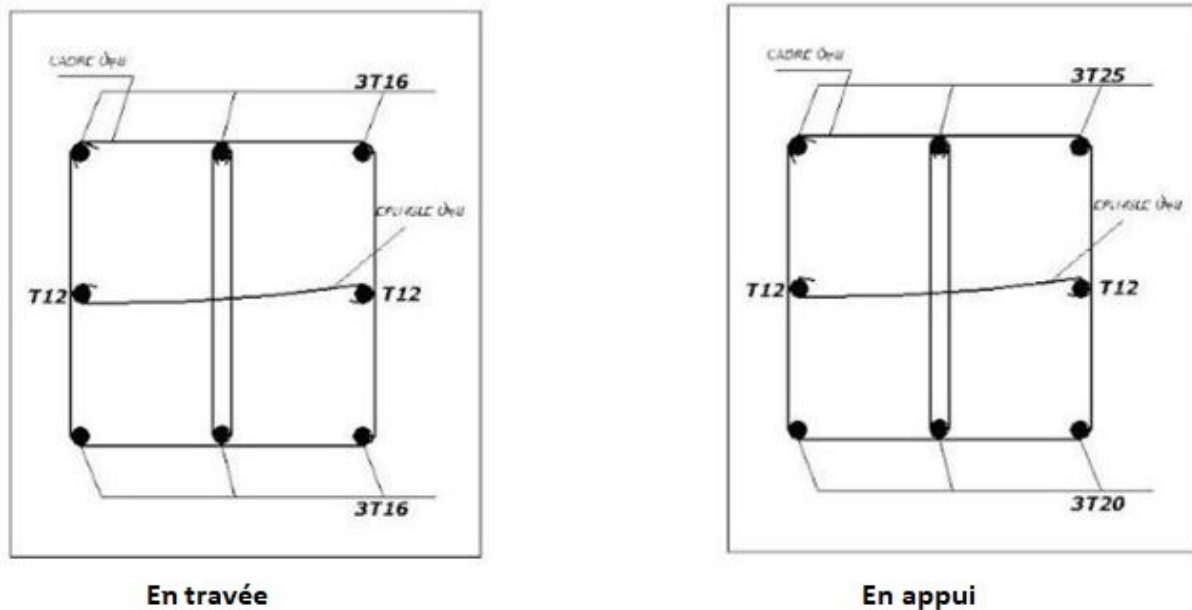


Figure 66 : Schéma de ferrailage de la poutre principale du BLOC I

4. Les voiles :

4.1. Définition :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique du sous-sol.

4.2. Combinaisons spécifiques de calcul :

- $$\begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots (ELS) \end{array}$$
- ❖ Combinaisons fondamentales : **BAEL91**
- $$\begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E \\ 0.8 G \pm E \end{array}$$
- ❖ Combinaisons accidentelles : **RPA99**

Les sollicitations (M), (N) et (T) sont calculés à l'aide de logiciel **ETABS** sous les combinaisons d'action précédentes.

4.3. Ferrailage des voiles de contreventement :

4.3.1 Les armatures :

Selon l'article [7.7.4 du RPA99 v2003], 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 fixées par le [RPA99 v2003/7.7.1].
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants : Des aciers verticaux et horizontaux [RPA99/7.7.4]

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant. [RPA99/7.7.4]

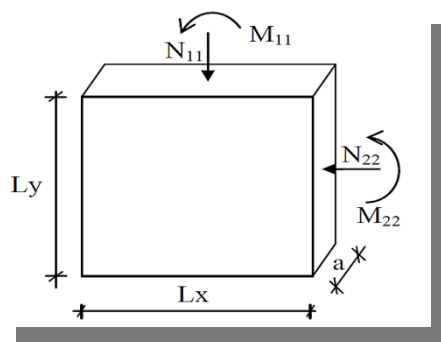


Figure 67 : Sollicitations de calcul d'un voile

▪ Conditions du RPA :

A. Armatures minimales : [RPA99/7.7.4.1]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section voile : $A_{\min} = 0.15 \times b \times a$
- Zone courante : $A_{\min} = 0.10 \times b \times a$
-

B. Espacement des barres :

- Zone courante : $S_t \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$
- Zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

C. Dispositions des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes combinaisons possibles de charges

4.3.2. Les sollicitations de calcul :

Tableau 57 : Sollicitations de calcul des voiles de contreventement

	Sollicitations
--	----------------

	Horizontalement		Verticalement		T _{max} (KN)
	N ₁₁ (KN)	M ₁₁ (KN.m)	N ₂₂ (KN)	M ₂₂ (KN.m)	
Minaret	138.47	10.18	699.34	28.5	53.53

4.3.3. Exemple de calcul : On calcule les voiles du minaret

Le calcul se fera pour 1mL.

A. Armatures verticales :

$$\begin{array}{ll}
 N_{22} = 699.34 \text{ KN} & \gamma_b = 1.15 \\
 M_{22} = 28.50 \text{ KN}\cdot\text{m} & \gamma_s = 1
 \end{array}$$

➤ Calcul des excentricités :

$$e_1 = \frac{M_{22}}{N_{22}} = \frac{27.3 \times 100}{702.73} = 3.88 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{H}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{575}{250} \right\} = 2.3 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7 \times H = 0.7 \times 575 = 402.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times H} \times (2 + \alpha \varphi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{16.55}{16.55 + 8.17} = 0.67$$

$$e_2 = \frac{3 \times (402.5)^2}{10^4 \times 300} \times (2 + 0.67 \times 2) = 0.43$$

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a = 3.88 + 2.3 + 0.43 = 6.61 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{N_{22}}{b \times a \times f_{bu}} < 0.81 \Rightarrow \frac{699.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25 \times 18.48} = 0.1513 \Rightarrow \psi_1 < \frac{2}{3}$$

$$e_{NC} = \xi \times a \quad \Rightarrow \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.1521}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.1521})} = 0.1619$$

$$e_{NC} = 0.1619 \times 25 = 4.05 \text{ cm} < e_T = 6.12 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_F = N_{22} \times \left(e_T + d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_F = 699.34 \times \left(0.0661 + 0.225 - \frac{0.25}{2} \right)$$

$$M_F = 116.16 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116.16 \times 10^{-3}}{1 \times (0.225)^2 \times 18.48} = 0.120$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.120} \right) = 0.160$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.160) = 0.210$$

$$A_{FS} = \frac{M_F}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{116.16 \times 10^{-3}}{0.210 \times 400} \right] \times 10^4 = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 13.82 - \left[\frac{699.34 \times 10^{-3}}{400} \right] \times 10^4 = -3.66 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

B. Armatures horizontales :

$$\begin{array}{ll} N_{11} = 138.47 \text{ KN} & \gamma_b = 1.15 \\ M_{11} = 10.18 \text{ KN} \cdot \text{m} & \gamma_s = 1 \end{array}$$

Le calcul se fait par les mêmes procédures précédentes

$$\Rightarrow A_{FC} = -0.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

C. Armatures minimales :

❖ Suivant les règles du BAEL :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 2.58 \text{ cm}^2$$

❖ Suivant les règles du RPA :

- Globalement dans la section voile : $A_{\min} = 0.15 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_{\min} = 0.10 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$
- Choix des armatures : $A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Pour 1mL on prend **5T15 = 5.65 cm²** (Sens horizontale et verticale).
- Espacement des armatures :
 - Zone courante : $S_t \leq \min(1.5 \times 25; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$
 - Zone nodale : $S_t \leq \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Vérification du cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b \times d} = \frac{1.4 \times 52.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

On récapitule le ferrailage des voiles de contreventement dans le tableau ci-dessous :

Tableau 58 : Récapitulatif du ferrailage des voiles de contreventement

	Epaisseur r (cm)	Sens	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{corr} (cm ²)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
Minaret	25	Verticale	3.75	5T12	5.65	10	20
		Horizontale	3.75	5T12	5.65	10	20

4.4. Ferrailage des voiles périphériques :

Selon le [RPA 99 art 10.1.2], Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 20\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le calcul se fait pour une bande de 1mL de largeur.

➤ Calcul de la force de la poussée des terres :

$$\sigma = K_0 \times \gamma_{sol} \times h$$

Avec :

h : Hauteur du voile.

K₀ : Coefficient de poussée des terres $\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \phi$ et $\phi = 35^\circ$

γ_{sol} : Poids volumiques des terres $\Rightarrow \gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_{266} = 0.426 \times 17 \times 2.66 = 19.26 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_0 = 0$
 \downarrow
 \downarrow
 \downarrow

$$P = \left(\frac{\sigma_0 + \sigma_{266}}{2} \right) \times 1 \text{ mL} = \left(\frac{0 + 19.26}{2} \right) \times 1 \text{ mL} = 9.63 \text{ KN/mL}$$

Le calcul du voile périphérique est identique à celui des panneaux en dalle pleine en B.A.

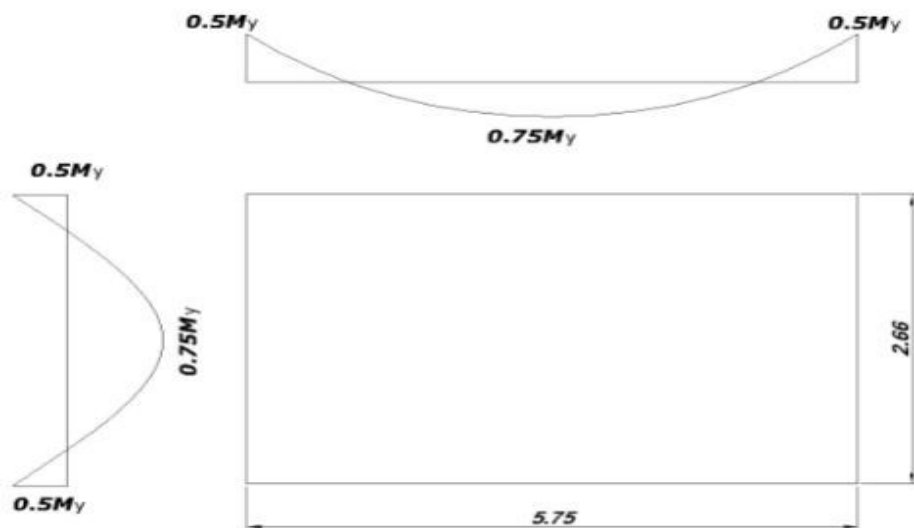


Figure 69 : Schéma statique du panneau de dalle central

4.4.1. Evaluation des charges :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times P \Rightarrow q_u = 1.35 \times 9.63 = 13 \text{ KN/mL}$$

- A l'ELS :

$$q_{ser} = P \Rightarrow q_{ser} = 9.63 \text{ KN/mL}$$

4.4.2. Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{7.65} = 0.34 > 0.4$$

Le calcul se fera dans deux sens (x et y)

A. Moments fléchissant :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

⚡ ⚡ ⚡ ⚡ ⚡

B. Efforts tranchants :

$$V_x = \frac{q \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right]$$

$$V_y = \frac{q \times L_y}{3}$$

Représentation des résultats de calcul :

Tableau 59 : Sollicitations maximales du voile périphérique

Combinaisons	SENS-X		SENS-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (KN.m)	4.05	3.15	4.05	3.15
M_t (KN.m)	6.07	4.72	1.52	1.20
T (KN)	13.51	10.01	20.36	15.09

4.4.3. Calcul du ferrailage :**A. Sens-X :**

- En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{1 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0138$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0138} \right) = 0.0174$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.144 \times (1 - 0.4 \times 0.0174) = 0.142$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{4.05 \times 10^{-3}}{0.142 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 0.82 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.07 \times 10^{-3}}{1 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0207$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0207} \right) = 0.026$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.144 \times (1 - 0.4 \times 0.026) = 0.143$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{6.07 \times 10^{-3}}{0.143 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 1.22 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

- **En appuis :**

$$A_{app} = 0.82 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{1 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0052$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0052} \right) = 0.0065$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.144 \times (1 - 0.4 \times 0.0065) = 0.144$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{1.52 \times 10^{-3}}{0.144 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 0.30 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{y \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{y \min} = \frac{3 - 0.56}{2} \times 1.6 = 1.95 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** Pour 1mL, on prend **5T12** ($A = 5.65 \text{ cm}^2$) pour les deux sens.

➤ Vérification à l'ELS :

A. Sens-X :

- **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.05}{3.15} = 1.30$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{appuis}} = 0.0174 < 0.40 \dots \dots \dots C.V$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.07}{4.72} = 1.29$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.29 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.026 < 0.39 \dots \dots \dots C.V$$

B. Sens-Y :

- **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.05}{3.15} = 1.30$$

$$\alpha_{\text{appuis}} \leq \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{appuis}} = 0.0174 < 0.40 \dots \dots \dots C.V$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.52}{1.20} = 1.27$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.0065 < 0.39 \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{20.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Calcul des espacements maximaux pour les deux sens :**

$$S_{tx} \leq \min(3 h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4 h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \min(64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

⚡ ⚡ ⚡ ⚡

⚡
⚡

5. Etude de la coupole :

5.1 Définition de la coupole :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme. Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre, 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 continus, soit ponctuels.

5.2 CLASSIFICATIONS :

5.1.1. Selon la mode de la coupole:

- ✓ coupole surbaissée
- ✓ coupole en plein cintre
- ✓ coupole surhaussée.

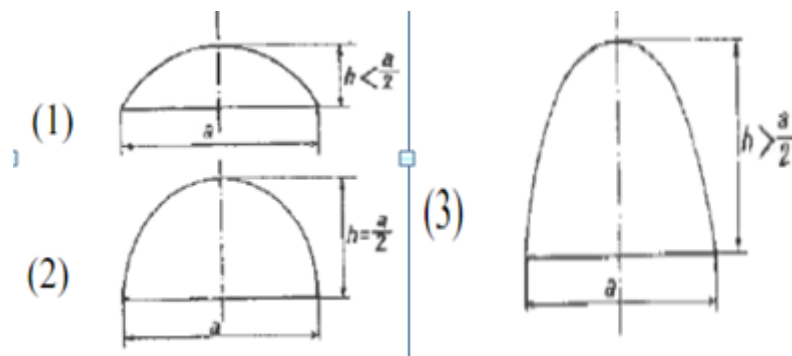


Figure 70 : différents types de coupoles

5.1.2. Selon la forme de la méridienne :

- ✓ Circulaire.
- ✓ Elliptique
- ✓ Parabolique.
- ✓ En ogive.
- ✓ Conique.
- ✓ Forme d'égale résistance,

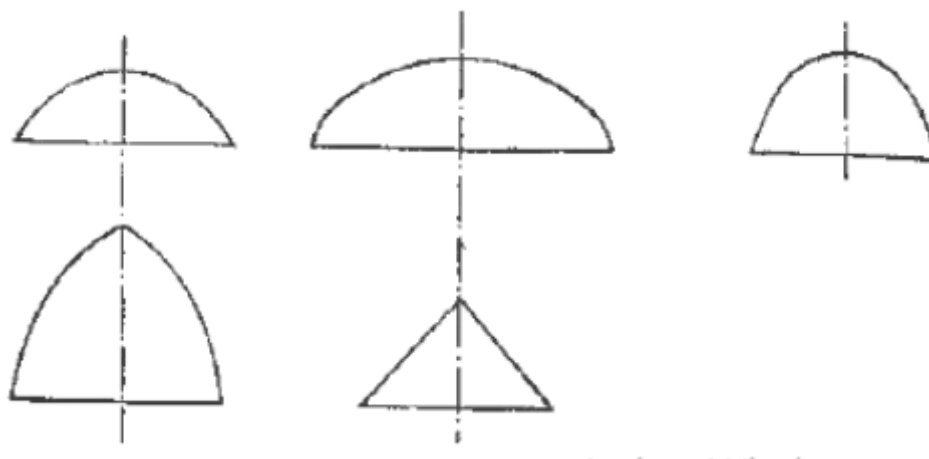


Figure 71 : différents forme de Meridian

5.2. Etude de la coupole :

-Les moments a ELU et ELS :

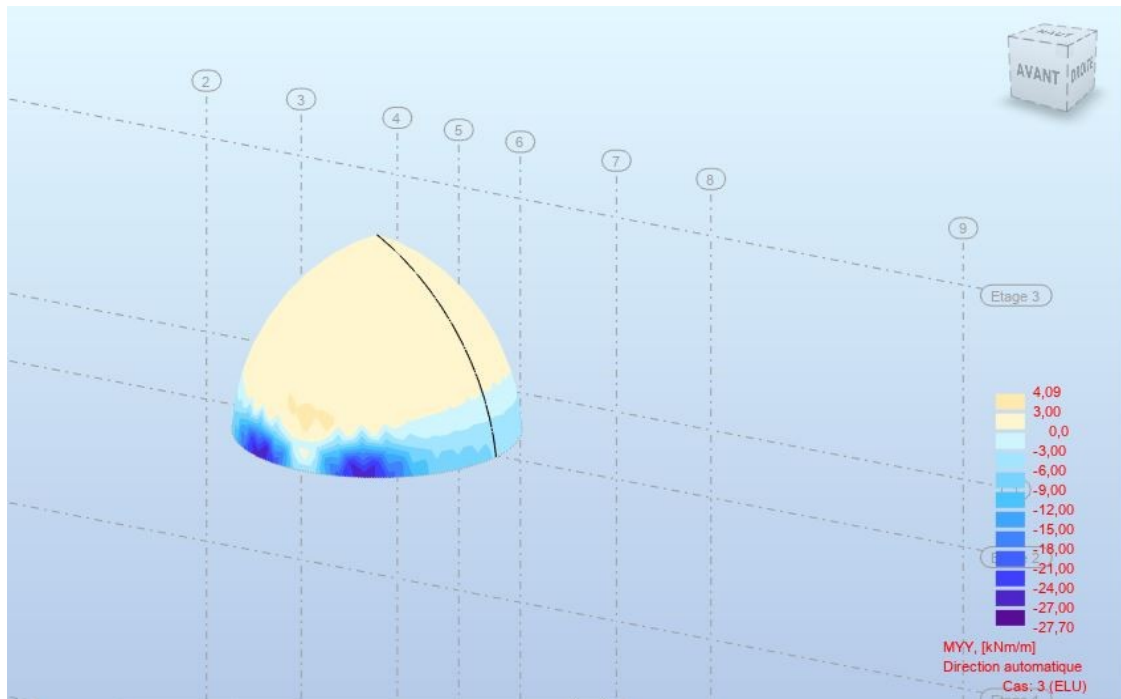


Figure 72 : Moment a ELU

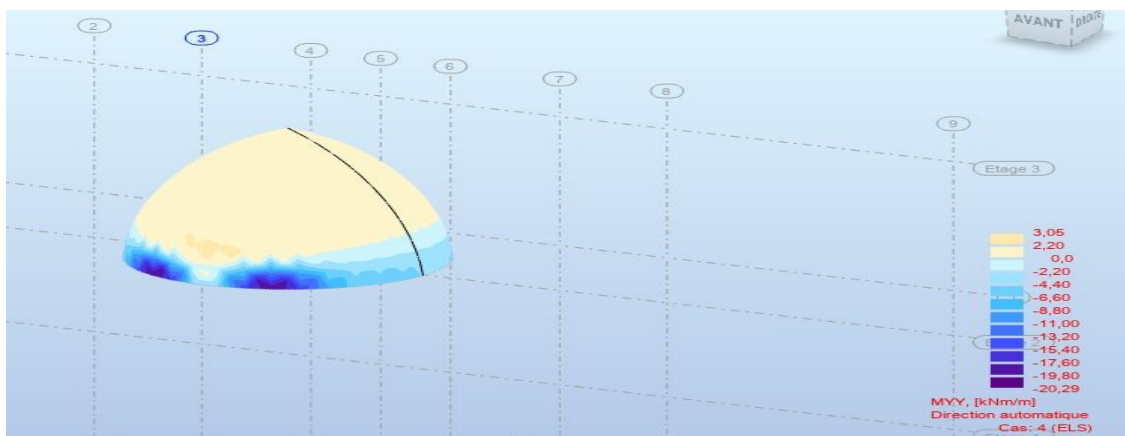


Figure 73 : Moment a ELS

➤ Les efforts tranchants a ELU et ELS :

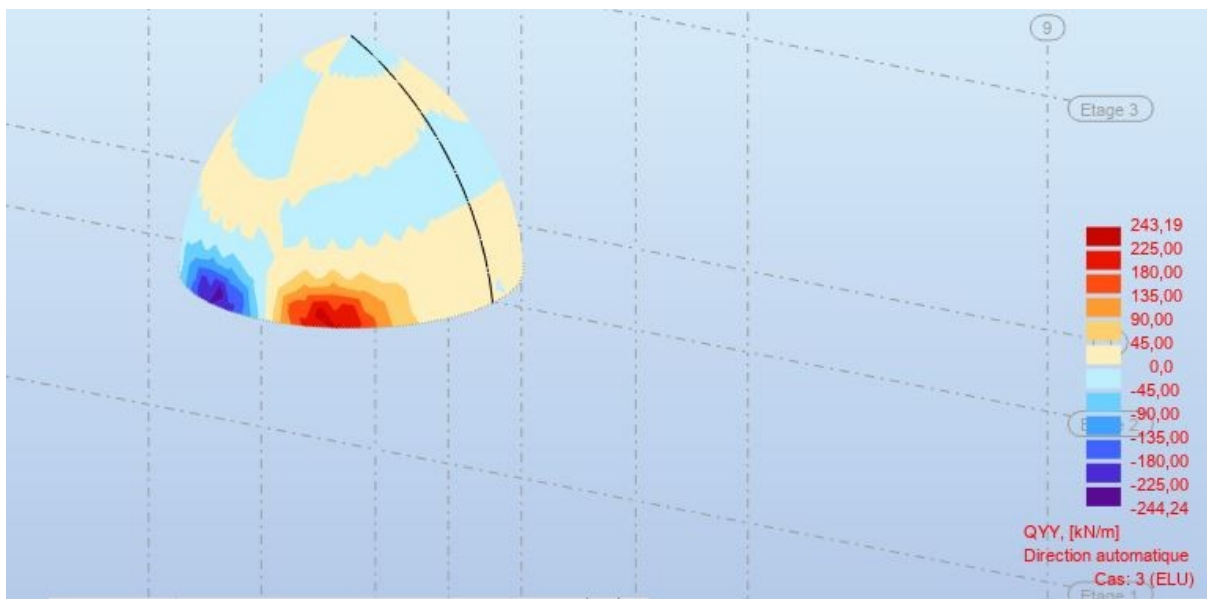


Figure 74: Effort tranchant a ELU

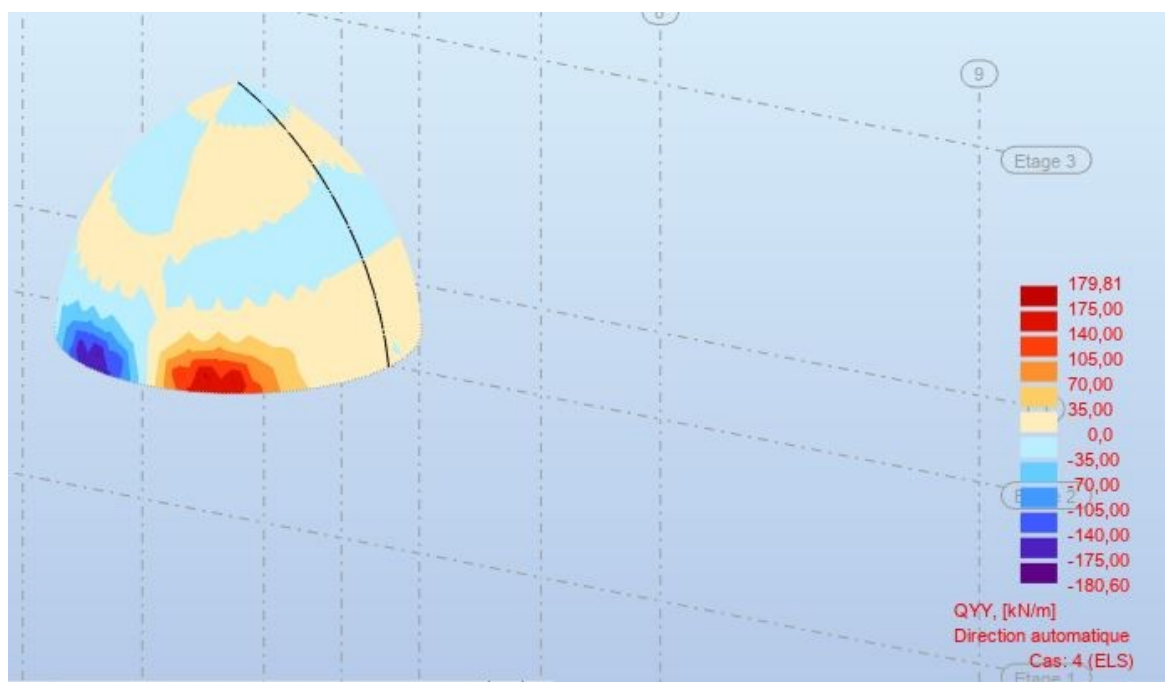


Figure 75 : Effort tranchant a ELS

5.3. Ferrailage coupole :

➤ Poids de la coupole y compris surcharge :

$$PP_c = 0.20 \times 25 = 5 \text{ kn /m}^2$$

➤ Surface de la coupole : valeur importée par la modélisation

$$S = 115.8 \text{ m}^2$$

➤ Poids total transmise par la coupole :

$$P_c^{\text{ser}} = S \times PP_C$$

$$P_c^{\text{ser}} = 115.8 \times 5$$

$$P_c^{\text{se}} = 579 \text{ kn}$$

$$P_c^u = 1.35 \times 579$$

$$P_c^u = 781.65 \text{ kn}$$

Effort par unité de longueur poids / ml de développement :

$$P_a = \frac{P_c}{2\pi c} = \frac{781.65}{2\pi \times 4.4} = 28.28 \text{ kn / m}$$

➤ Effort normal de compression:

$$N_\phi = \frac{pa}{\sin \phi} \quad \text{avec} \quad \sin \phi = \frac{C}{R}$$

$$N_\phi = 28.28 \times \frac{9.60}{5}$$

$$N_\phi = 54.29 \text{ kn / m}$$

$$P' = P_1 \left(\frac{R-f}{C} \right)$$

$$P' = \frac{28.28(9.60 - 5.75)}{4.4}$$

$$P' = 24.74 \text{ kn/m}$$

➤ Contrainte de compression du béton :

$$\delta'_b = \frac{55.50}{0.20 \times 100}$$

$$\delta'_b = 2.77 \text{ kn/cm}^2$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{1.5} = 14.17$$

$$\delta'_b \leq \leq \leq f_{bu}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\delta_{st} = \frac{400}{1.15}$$

$$\delta_{st} = 347.82$$

$$A_{st} = \frac{N \phi}{\delta_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{55.50}{347.82}$$

$$A_{st} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la coupole :

- Suivant le méridien T8
- Suivant les parallèles T8

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$F = P' \times c$$

$$F = 22.59 \times 4.4$$

$$F = 99.39 \text{ kn}$$

$$A_{st} = \left(\frac{99.39 \times 10^{-3}}{55.50} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 18.00 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6T20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

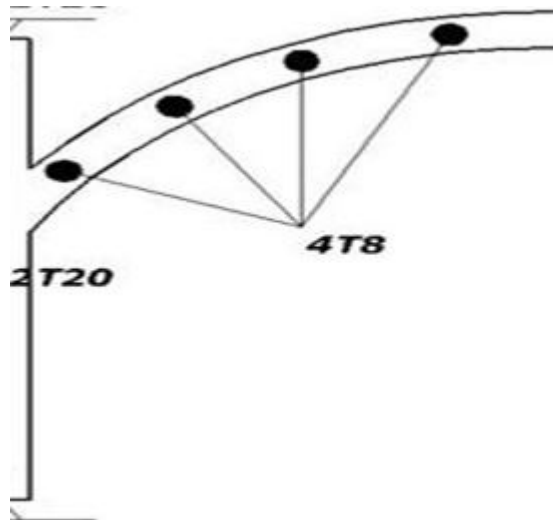


Figure : Ferrailage de la coupole :

1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La profondeur du bon sol.

2. Choix du type de fondation :

Le pré-dimensionnement des semelles est basé sur la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On a : $k = \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Avec :

(a , b) : Dimensions du poteau.

(A, B) : Dimensions de la semelle.

N_{ser} : Effort normale sur la semelle considérée à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol (Pour notre sol $\sigma_{sol} = 2.5bar$)

D'après le rapport géotechnique du sol, le choix des fondations s'est porté sur des semelles filantes croisées pour le **Minaret**. et des semelles isolées pour le **BLOC I**.

3. Calcul des semelles isolées :

3.1. Pré-dimensionnement :

➤ **Largeur B :**

On a :

$$k = \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

$$k = \frac{0.6}{0.6} = 1$$

$$\Rightarrow A = k \times B = B$$

N_{ser} Valeur donnée par le logiciel robot 2020

$$\frac{N_{ser}}{B^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{822.32}{250}} \Rightarrow B \geq 1.81 m^2$$

$$\Rightarrow B = 1.90 m$$

➤ **Hauteur totale h :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + c$

$$d \geq \max \left\{ \frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right\}$$

D'où : $d \geq \max \left\{ \frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right\}$

Avec : d : Hauteur utile

c : Enrobage = 5 cm

$$\Rightarrow h \geq \frac{190-60}{4} + 5$$

$$\Rightarrow h = 37.5 \text{ cm}$$

3.2. Vérification des conditions de stabilité :

Poids propre de la semelle :

$$P_s = 0.6 \times 1.9^2 \times 25 = 54.15 \text{ KN}$$

D'après le BAEL, on a :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser} + P_s} = \frac{3.46}{822.32 + 54.15} = 0.0394$$

$$\Rightarrow e_0 = 0.0463 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.9}{6} = 0.31 \dots \dots \dots C.V$$

D'après le RPA, on a :

$$e_0 = 0.0463 \leq \frac{B}{4} = \frac{1.9}{4} = 0.475 \dots \dots \dots C.V$$

3.3. Vérification des conditions de rigidité :

➤ Contrainte maximale :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \times \frac{N_{ser}}{A \times B}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \times 0.0475}{1.9} \right) \times \frac{822.32}{1.9^2} = 261.95 \text{ KN/m}^2$$

➤ Contrainte minimale :

$$\sigma_M = \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right) \times \frac{N_{ser}}{A \times B}$$

$$\sigma_M = \left(1 - \frac{6 \times 0.0475}{1.9} \right) \times \frac{822.32}{1.9^2} = 193.62 \text{ KN/m}^2$$

➤ Contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 261.95 + 193.62}{4} = 244.86 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots C.V$$

3.4. Calcul du ferrailage :

➤ **A'ELU :**

$$N_u = 1137.65 + 1.35 \times 54.15 = 1210.75 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_{u0} + 1.35 \times P_s} = \frac{48.79}{1137.65 + 1.35 \times 54.15} = 0.0402$$

$$\Rightarrow e_0 = 0.0402 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.9}{6} = 0.31 \dots\dots\dots C.V$$

$$\Rightarrow N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times N_u \quad \Rightarrow \quad N'_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.0402}{1.9}\right) \times 1210.75 = 1287.60 \text{ KN}$$

On applique la méthode des bielles :

$$A_x = A_y = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \left[\frac{1287.60 \times (1.9 - 0.6) \times 10^{-3}}{8 \times 0.54 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 11.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :** On prend **12T12** ($A = 12.57 \text{ cm}^2$).

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times \phi_l)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times 1.2) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3.5. Vérification au non-poinçonnement :

D'après le BAEL, on a :

$$P_u \leq \overline{P}_u = 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_c : Périmètre utile $\Rightarrow P_c = (a+h) \times 4 = 4.8 m$

$$P_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_T} \right)$$

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = (0.6+0.6) \times (0.6+0.6) = 1.44 m^2$$

$$S_T = A \times B = 1.9 \times 1.9 = 3.61 m^2$$

$$P_u = \left[1137.65 \times \left(1 - \frac{1.44}{3.61} \right) \right] \times 10^{-3} = 0.68 MPa$$

$$\overline{P}_u = 0.045 \times 4.8 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 0.16 MPa$$

iii

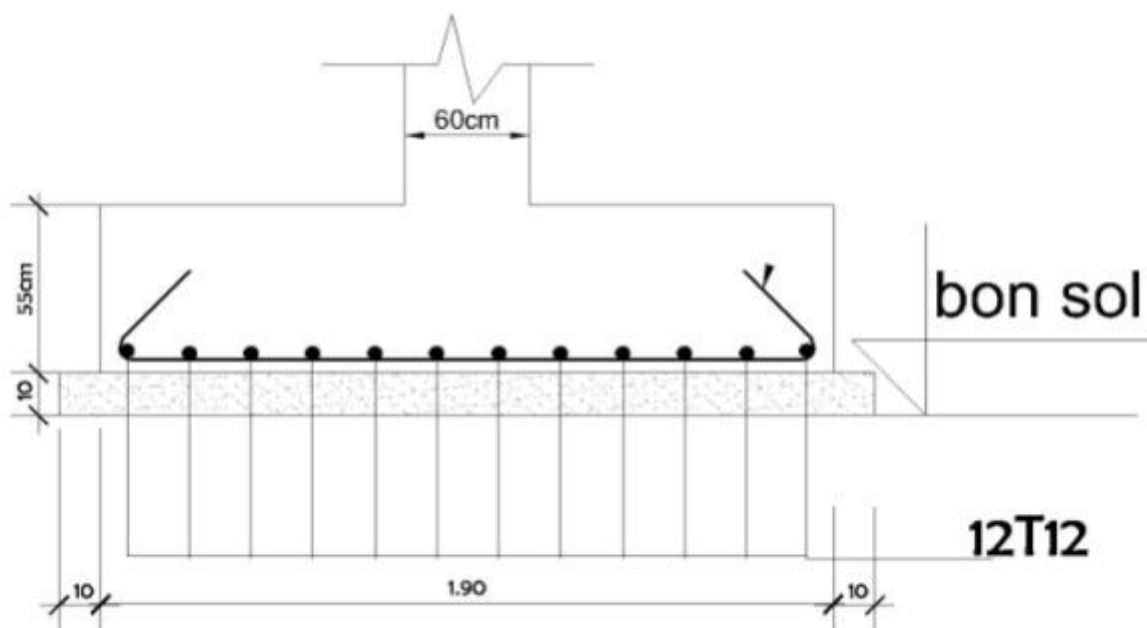


Figure 77: Schéma de ferrailage des semelles isolées

4. Calcul des semelles filantes :

Notre choix s'est porté sur des semelles filantes de section en T croisées. Ces derniers forment une maille fermée. :

4.1. Pré-dimensionnement :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec L : longueur de la semelle

➤ Largeur B :

$$D \geq \frac{l_{max}}{3}$$

Avec :

D : Le débord

l_{max} : Longueur de l'entre axes

$$\Rightarrow D \geq \frac{4}{3} = 1.33 m$$

$$\Rightarrow D = 1.8 m \quad \Rightarrow \quad L = D + \sum L_i = 16.8 m$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{266.65}{16.8 \times 250} \Rightarrow B \geq 1.41 m^2$$

$$\Rightarrow B = 1.6 m$$

➤ Epaisseur de la semelle h_0 :

$$h_0 \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\Rightarrow h_0 \geq \frac{60-50}{4} + 5$$

$$\Rightarrow h_0 = 7.5 cm$$

➤ Hauteur totale de la section h_t :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{8}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{575}{8} = 71.87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

➤ **Largeur du libage b_0 :**

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$36 \leq b_0 \leq 72$$

$$\Rightarrow b_0 = 50 \text{ cm}$$

4.2. Vérification de la largeur de la semelle B :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = 16.8 \times 0.6 \times 0.5 \times 25 = 126 \text{ KN}$$

- Poids propre du libage :

$$P_L = 16.8 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 = 105 \text{ KN}$$

$$N_{Ts} = 266.65 + 126 + 105 = 497.65 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{266.5}{16.8 \times 0.6} = 26.43 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots C.V$$

4.3. Vérification de stabilité de la semelle :

D'après le BAEL, on a :

$$e_0 = \frac{M_{Tser}}{N_{Tser}} = \frac{5.12}{266.5} = 0.019$$

$$\Rightarrow e_0 = 0.019 \leq \frac{L}{6} = \frac{16.8}{6} = 2.8 \dots \dots \dots C.V$$

D'après le RPA, on a :

$$e_0 = 0.019 \leq \frac{L}{4} = \frac{16.8}{4} = 4.2 \dots \dots \dots C.V$$

4.4. Vérification de la longueur élastique :

Il faut vérifier que : $l_{max} \leq L_e \times \frac{\pi}{2}$

Avec :
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

E : Module d'élasticité instantanée du béton = **32164.195 MPa**

K : Coefficient de raideur du sol (Pour notre cas, **K = 30 kn/m³**)

I : Moment d'inertie de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

$$\Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.195 \times 0.091}{30 \times 0.6}}$$

$$\Rightarrow L_e = 5.05 m$$

$$l_{max} = 5.1 m < L_e \times \frac{\pi}{2} = 8.01 m \dots \dots \dots C.V$$

Donc la semelle est rigide.

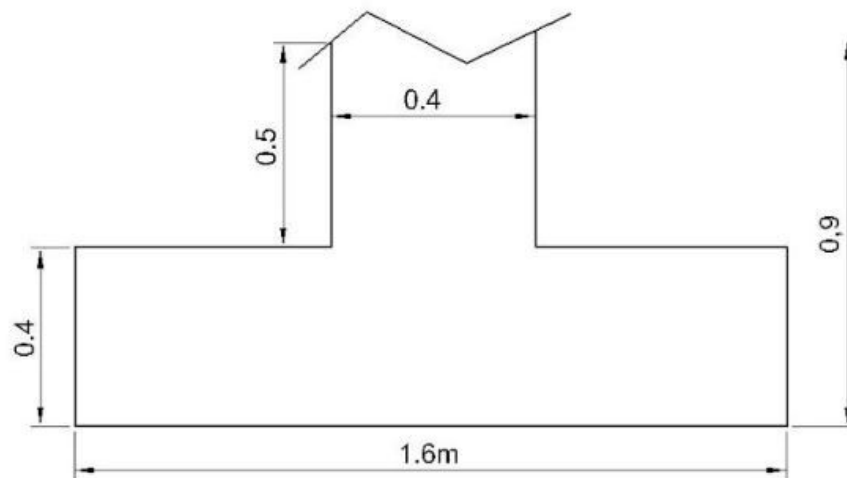


Figure 78 : Dimensions de la semelle filante

4.5. Calcul des sollicitations :

➤ A l'ELU :

$$N_{Tu} = 359.98 + 1.35 \times (100.8 + 84) = 609.46 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{609.46}{16.8 \times 0.6} = 60.46 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \times 1.38 = 345 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$\Rightarrow \text{Charge linéaire : } q_u = \sigma \times B = 60.46 \times 0.6 = 36.27 \text{ KN/m}^2$$

➤ A l'ELS :

$$N_{Ts} = 266.5 + 100.08 + 84 = 450.58 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{450.58}{16.8 \times 0.6} = 44.70 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$\Rightarrow \text{Charge linéaire : } q_{ser} = \sigma \times B = 44.70 \times 0.6 = 26.82 \text{ KN/m}^2$$

Après la modélisation de la semelle on obtient les sollicitations suivantes :

Tableau 61 : les sollicitations

Combinaisons	SENS-X		SENS-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (KN.m)	4.05	3.15	4.05	3.15
M_t (KN.m)	6.07	4.72	1.52	1.20
T (KN)	13.51	10.01	20.36	15.09

4.6. Calcul du ferrailage :

La semelle est calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée appuyée sur les poteaux et soumise à une charge répartie due à la réaction du sol. Dans le sens transversal ; elle sera calculée par la méthode des bielles.

- **Calcul du moment de la table :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure :

$$M_{TU} = f_{bu} \times B \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{TU} = 14.17 \times 0.6 \times 0.40 \times \left(0.81 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M_{TU} = 2.07 \text{ MN.m} \leq M_{t \max} = 6.91 \text{ MN.m}$$

Sens longitudinal :

- **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.0072$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0072} \right) = 0.090$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.090) = 0.78$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{4.05 \times 10^{-3}}{0.78 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 0.149 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.6 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 0.058 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_{app}) = 0.149 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** 4T8 (A = 2.01 cm²)

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{B \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.07 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.81)^2 \times 14.17} = 0.01$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01} \right) = 0.042$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = 0.01$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \left[\frac{6.07 \times 10^{-3}}{0.01 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 17.45 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 50 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_t) = 17.45 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** 6T20 (A = 18.85 cm²)

Sens transversal :

• Poids propre de la semelle :

$$P_s = 5 \times 0.5 \times 0.4 \times 25 = 25 \text{ KN}$$

• Poids propre du libage :

$$P_L = 5 \times 0.5 \times 0.4 \times 25 = 25 \text{ KN}$$

$$N_u = 359.98 + 1.35 \times (25 + 25) = 427.48 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{1.057}{427.48} = 0.024 \leq \frac{B}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \dots \dots \dots C.V$$

$$\Rightarrow N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times N_u \Rightarrow N'_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.024}{0.6}\right) \times 427.48 = 478.77 \text{ KN}$$

On applique la méthode des bielles :

$$A_s = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \left[\frac{359.98 \times (0.6 - 0.5) \times 10^{-3}}{8 \times 0.35 \times 347.82} \right] \times 10^4 = 3.36 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :** 4T12/mL ($A = 4.52 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.05}{3.15} = 1.28$$

$$\alpha_{appuis} \leq \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appuis} = 0.39 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.07}{4.72} = 1.28$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.39 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{52.92 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.81} = 0.16 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

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

$$\tau_u = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Armatures transversales du libage :

➤ **Diamètre des armatures :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_{\min}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{900}{35}, 12, \frac{400}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min(25.71, 12, 40)$$

$$\Rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend $A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements des cadres :**

D'après le BAEL91, on a :

$$S_{t_{\max}} = \min\left(0.9d, 40 \text{ cm}, \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}\right)$$

$$S_{t_{\max}} = \min\left(72.9, 40 \text{ cm}, \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 40} = 50.25 \text{ cm}\right)$$

$$S_{t_{\max}} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}{0.9 f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

Avec : $K = 0$ (Reprise du bétonnage ou béton non traité)

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{40 \times 1.15 \times 2.13}$$

$$S_t \leq 7.39 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

4.6. Vérification au non-poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{P_u}{2h_t} \left[1 - \frac{\left(b + \frac{5h_t}{3} \right)}{B} \right] \leq \tau_{\text{lim}}$$

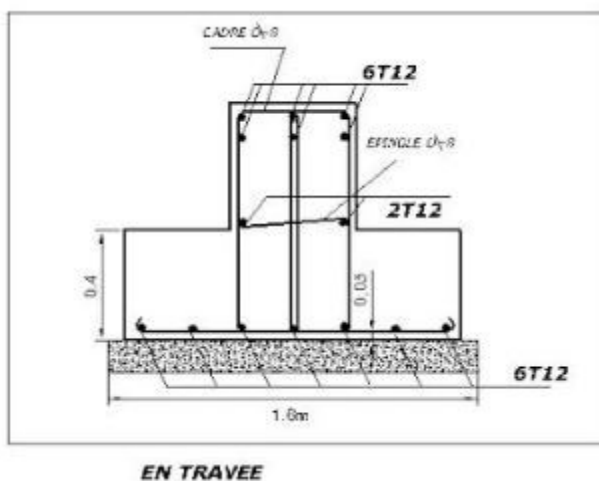
Avec :

P_u : Effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle.

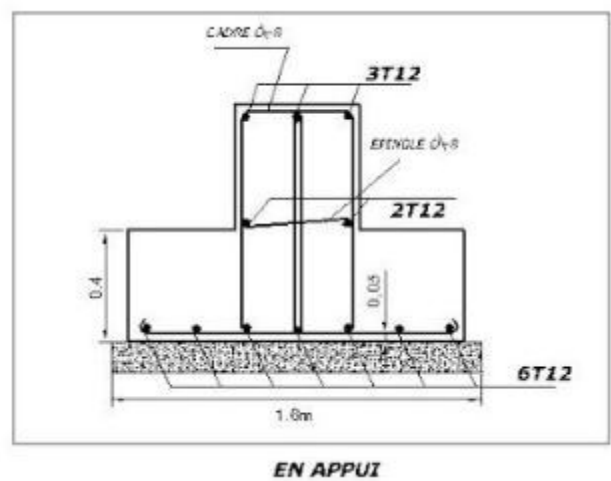
τ_{lim} : Valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\text{lim}} = 0.045 \times \frac{25}{1.5} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{359.98}{2 \times 0.9} \left[1 - \frac{\left(0.6 + \frac{5 \times 0.9}{3} \right)}{0.6} \right] = -0.49 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 0.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$



EN TRAVEE



EN APPUI

Figure 79 : Schéma de ferraillage de la semelle filante du minaret

5. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations. Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticale ou des moments.

5.1 Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA, les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (Nous avons le site meuble « S₃ » alors la section minimale : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$)

[RPA99 v2003 Art 10.1.1].

Pour notre cas, nous adopterons les dimensions suivantes :

- $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ pour le BLOC I
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour le Minaret.

5.2 Calcul de l'effort de traction :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$f = \frac{N_{u\max}}{\alpha} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{[RPA99 v2003 Art 10.1.1]}$$

Avec :

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$$(S_3 \Rightarrow \alpha = 15)$$

$N_{u\max}$: Effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

Comme exemple de calcul, on va calculer les longrines du BLOC I :

$$f = \frac{359.98}{15} = 23.99 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

5.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_s} = \frac{23.99 \times 10^{-3}}{347.82} = 6.89 \text{ cm}^2$$

Selon le *[RPA99 v2003 Art 10.1.1]*, le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section

Donc : $A_{\min} = 0.006 \times 50 \times 50 = 15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend **6T20** ($A = 18.85 \text{ cm}^2$)

5.4 Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce. Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} , 15 \times \varphi_l)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} , 15 \times 1.4) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

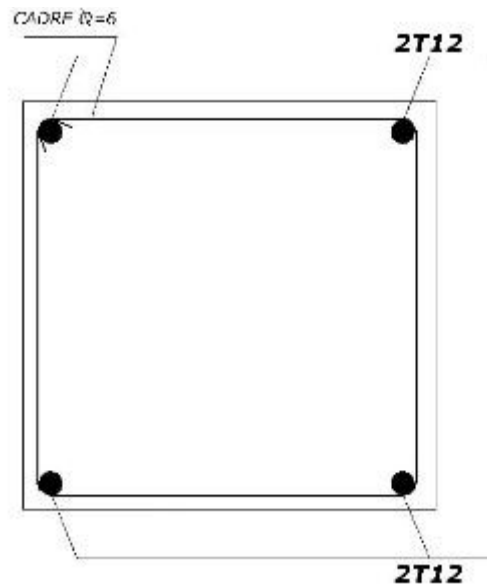


Figure 80 : Schéma de ferrailage des longrines du minaret

Conclusion générale

Le génie civil est une discipline qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, une mosquée en béton armé, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre cursus et de compléter celles-ci par des nouvelles théories, en faisant des applications dans un cas pratique.

De ce fait, ce projet de fin de cycle nous a permis de mieux apprécier le métier de génie civil et son rôle dans la réalisation des structures en béton armé. Cette étude ne se limite pas simplement au calcul du ferraillage mais aussi à adopter :

- des solutions pour d'éventuels problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- une conception adéquate.

Lors de la présente étude, on s'est familiarisé au logiciel de modélisation des structures : Robot, à partir duquel on a déterminé les sollicitations des éléments de notre ouvrage. Ces dernières nous ont mené à calculer les sections de ferraillage correspondantes. En outre, l'utilisation du logiciel AutoCad nous a facilité le dessin des plans (d'architecture, de coffrage et de ferraillage) des éléments structuraux de notre ouvrage qui représente un lieu sein situé dans une région sismique d'où l'importance d'une étude qui a pris en considération la hauteur de la minaret et le risque d'effondrement de cette structure.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude constitue une référence de calcul et sera comme un guide pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographies

Les livres:

- Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI
- Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN

Les Règlements :

- D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 » ;
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règle BAEL91 modifié 99(Béton armé aux états limite).
- CBA 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

Les mémoires de fin d'étude :

- Etude de confortement du minaret de mosquée Ali Ben Abitaleb
- Etude d'une tour (R+8) en béton armé, Saida 2008/2009
- Etude d'une tour (Sous-sol+R+10) en béton a usage d'habitation Oran 2010.
- Etude d'une tour (R+10) en béton à usage d'habitation, Saida 2010.
- Etude d'une tour (Sous-sol+ R+14) en béton à usage d'habitation, saida 2006.

Outils informatiques :

- Logiciel AUTOCAD 2016
- Robot Structural Analyses Professional 2020
- Microsoft Word
- Microsoft Excel 2010

Sites internet :

- <http://www.maison-construction.com/les-murs-porteurs/desordres-en-maonnerie.html>, [10/05/2012].
- <http://www.maison-construction.com/les-murs-porteurs/fissure-dans-un-mur.html>, [10/05/2012].