

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE

ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET

DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE BOUIRA



FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE PRÉPARER POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
DE MASTER II EN GÉNIE CIVIL

OPTION

Structures

THÈME

ETUDE D'UNE MOSQUEÉ

L'INFLUENCE DE SYSTÈME STRUCTURAL DU MINARET SUR
SON COMPORTEMENT DYNAMIQUE

Encadré par :

Mr : B.AMRANE

Présenté par :

- Mr. LOUNIS ALI

- Mr. KEHANE MOHAMED BILLAL

Soutenu le : 06 /11/2018

Devant le jury:

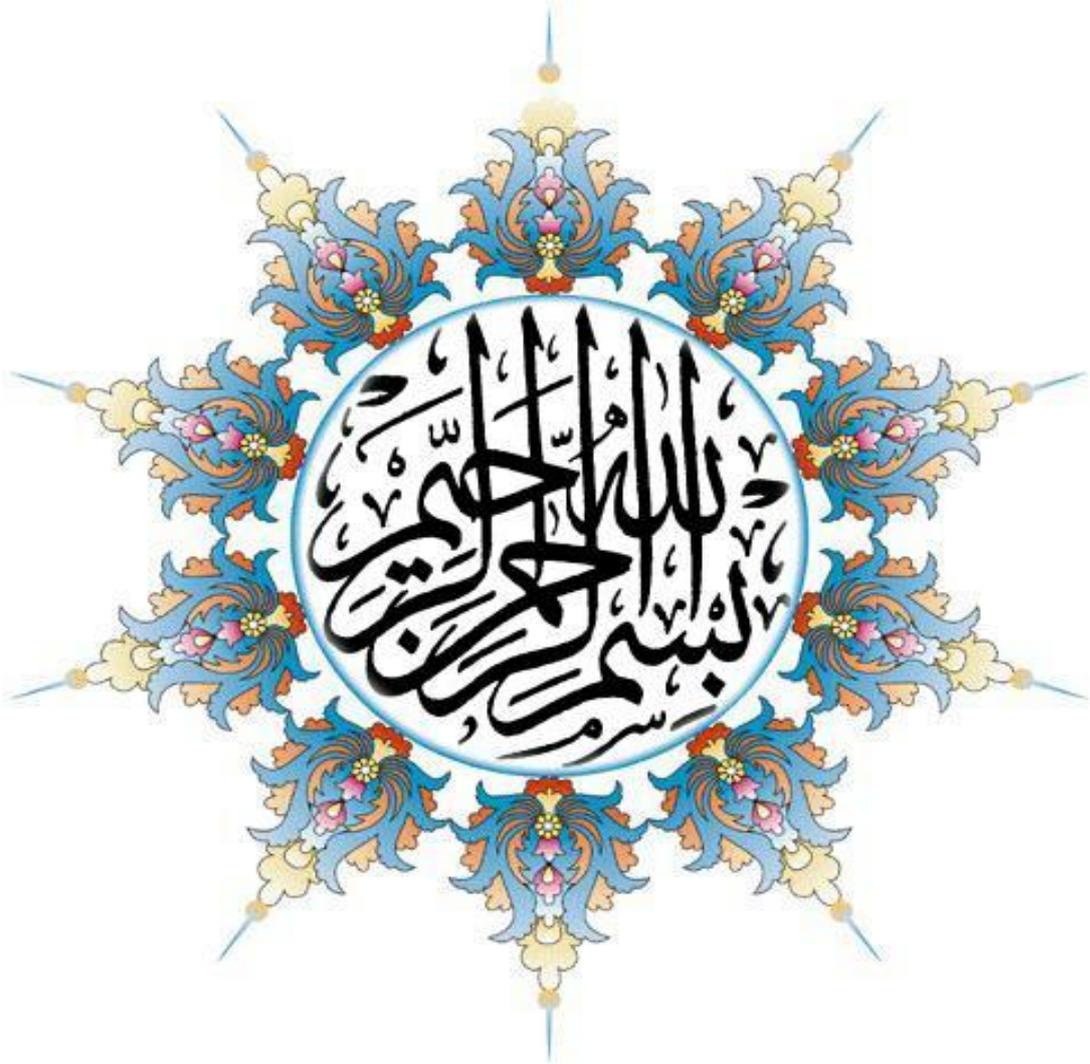
Mr. KENNOUCHE SALIM PRÉSIDENT

Mme. ROUABEH AICHA EXAMINATRICE

Mme. BOUMAIZA MALIKA EXAMINATRICE

Mr. AMRANE BELAID. ENCADREUR

2017/2018





Remerciements

*En première lieu, nous remercions le bon **DIEU** qui nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier et à exprimer nos profonde reconnaissance à notre promoteur **Mr : B. AMRANE** qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.*

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes parents **Hakim** et **Dahbia** qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenu un paradis en leurs présence avec ses tendres*

Paroles.

A mes grands-parents que je les souhaite une longue vie.

*A mes adorables sœurs **Aya**, **Dounia**.*

A mes tantes préféré que je la considère comme ma mère.

*A mon cher frère **Zinou**.*

*A toute la famille **Lounis** et **Kadi** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles).*

A mes amis que je les considère comme mes frères

ALI





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes parents **Ali et Noria** qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie qui a devenu un paradis en leurs présence avec ses tendres*

Paroles.

*A mes chers frères **Ayoub et Islam** .*

*A mes adorables sœurs **Sabrina et Rachida**.*

A mes grands-parents que je les souhaite une longue vie.

*A toute la famille **Kehane et Ghogade** (mes tantes et mes oncles ainsi leurs fils et filles)*

A mes amis que je les considère comme mes frères

Billal



Résumé:

Ce projet consiste à étudier le projet d'une mosquée implantée à Bechloul , à une vingtaine de kilomètres à l'est du chef-lieu de la wilaya de Bouira classée zone IIa par le règlement parasismique Algérien. Ce projet englobe la salle de prière, la salle d'ablutions et le minaret séparés par des joints sismiques justifiés conformément au règlement parasismique Algérien. La modélisation et l'analyse de cet ouvrage ont été faites à l'aide du logiciel ETABS 9.7.4.

Le système de contreventement par portique auto stable que nous avons choisi a été suffisant pour garantir la stabilité de l'ensemble des parties composant le projet.

Globalement, nous estimons que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants et secondaires de l'ouvrage est conforme aux exigences de sécurité et d'exploitation de l'ouvrage requises par les normes de construction algériennes en vigueur.

Mots clés : Mosquée, Sécurité, système auto stable, stabilité, minaret.

Agzul:

Amahil-agi yerza asezrew n usenfar n yiwen n lğameε ara yettwasbedden di Beclul, yef snat n tmerwin n ikilumitren(20km) yer usammar n wayir n Tubiret, d yezgan d tamnađt(a), s usađef n zlazel Azzayri. Asenfar-agi tella deg-s tzeqqa n tžallit, tazeqqa n usired(Luđu), akked tqebbet tayežfant, tebđa iqafalen n uzlaz isfukulen i d-yusan akk d usađef n zlazel Azzayri. Tamudilt d tesleđt n udlis-a, ttwaxedmen s lmendad n ulujisyal ETABS 9.7.4 Anagraaw n mgalađu s imedki irekden, i nefren iqad akken ad neđmen aserked n tuget n wamuren i yellan deg usenfar. S umata , nessaram daken tamiwin akked wuzzal n yiferdisen inazmaren d wasnayan n udlis-a surwes yer yiriyen n tyellist usemres n udlis, yettwatťef s yilugan izzayriyen n lebni. Awalen isura: Lğameε, Tayellist, Man irekden, Arkad, Taqebbet tayežfant.

Abstract:

This project is to study the project of a mosque located in Bechloul, about twenty kilometers east of the chief town of the wilaya of Bouira classified zone IIa by the Algerian seismic regulation. This project includes the prayer room, the ablution room and the minaret separated by seismic joints justified in accordance with the Algerian seismic regulation. The modeling and analysis of this work were done using the software ETABS 9.7.4.

The self-supporting gantry bracing system we chose was sufficient to ensure the stability of all parts of the project.

Overall, we believe that the dimensioning and reinforcement of the resistant and secondary elements of the structure is in compliance with the requirements of safety and operation of the structure required by the Algerian construction standards in force.

Keywords: Mosque, Security, freestanding system, stability, minaret.

ملخص

وهذا المشروع يتضمن دراسة انشاء مسجد يقع في بشلول، حوالي عشرين كيلومترا شرق عاصمة محافظة البويرة المصنفة في المنطقة المتوسطة من زلازل الجزائري. ويشمل هذا المشروع قاعة للصلاة وغرفة الوضوء ومئذنة مفصول المفاصل الزلزالية مبررة وفقا للوائح الزلزالية الجزائرية. تم إجراء النمذجة والتحليل لهذا العمل باستخدام برنامج

ETABS 9.7.4.

كان نظام التثبيت الجسمي الذاتي الداعم الذي اخترناه كافيًا لضمان استقرار جميع أجزاء المشروع وبشكل عام، فإننا نعتقد أن تصميم وتعزيز عناصر المقاومة والثانوية للهيكل يتوافق مع متطلبات السلامة وتشغيل الأعمال المطلوبة وفقا لمعايير البناء الجزائرية

الكلمات المفتاحية: المسجد ، الأمن النظام القائم بذاته ، الاستقرار ، المئذنة

Sommaire

CHABITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.Introduction.....	3
I.2.Présentation de la structure d'origine.....	3
I.3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.4.Données sismiques de la structure	4
I.5.Caractéristiques du sol	4
I.6.Hypothèses de calcul.....	4
I.7.Les éléments de l'ouvrage	4
I.8.Règle de calcul	6
I.9.Présentation de la méthode de calcul aux états limites.....	6
I.9.1Définition des états limites.....	6
1.9.2.Actions et sollicitations	8
I.10.Caractéristiques des matériaux	9
I.10.1.Béton	9
I.10.2.Acier	13
I.11.Protection des armatures	16
I.12.combinaisons des actions.....	16

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1.Salle de prière	17
II.1.1.Introduction.....	17
II.1.2.Les Planchers	17
II.1.3.Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations	20
II.1.4.Pré dimensionnement de la coupole	24
II.1.5.Pré-dimensionnement des poutres	25
II.1.6.Pré-dimensionnement des poteaux	27
II.1.6.1.Pré dimensionnement des poteaux centraux supportant la coupole.....	30
II.1.6.2.Pré-dimensionnement des poteaux carrés proche de rive.....	33
II.1.6.3.Pré-dimensionnement des poteaux de rive circulaires	35
II.2 .Le minaret	37
II.2.1.Pré-dimensionnement des poutres	37
II.2.2.Les escaliers	39

II.2.2.1.Pré-dimensionnement des escaliers du minaret.....	39
II.2.3.Évaluation des charges.....	43
II.2.4.Pré dimensionnement de la coupole du minaret(couplette).....	44
II.2.4.1.Poids de la coupole	44
II.2.5.Pré-dimensionnement des poteaux	45
II.2.5.1.Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 3 ^{ème} étage)	46
II.2.5.2.Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 2 ^{ème} étage).....	48
II.2.5.3.Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 1 ^{er} étage).....	49
II.2.5.4.Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de RDC étage).....	50

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Etude de l'acrotère:	53
III.1.1.Introduction	53
III.1.2.Acrotère terrasse inaccessible.....	53
III.1.2.1.Définition	53
III.1.2.2.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère.....	53
III.1.2.3.Calcul des moments	54
III.1.3.ferraillage.....	55
III.1.3.1.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU.....	55
III.1.3.2.Vérification à ELU.....	56
III.1.3.3.Vérification à L'ELS.....	58
III.1.3.4.Vérification des espacements des barres.....	59
III.1.4.Schéma de ferraillage	60
III.2.Etude du balcon (non accessible)	61
III.2.1.Evaluation des charges	61
III.2.2.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU	62
III.2.2.1.Moments ultime réduit.....	62
III.2.2.2.Section d'armature.....	62
III.2.2.3.Condition de non fragilité	63
III.2.3.Calcul des armatures de répartition	63
III.2.4.Vérification des espacements des barres.....	63
III.2.5.Vérification à l'ELU	63
III.2.5.1.Contrainte de cisaillement.....	63
III.2.5.2.Contrainte d'adhérence	64

III.2.6.Vérification à l'ELS.....	64
III.2.7.Vérification de la flèche	65
III.2.8.Schéma de Ferrailage	66
III.3.Etude des planchers en corps creux.....	67
III.3.1.Pré dimensionnement des poutrelles	67
III.3.1.1.Les types des poutrelles	67
III.3.1.2.Calcul des poutrelles	68
III.3.1.3.Calcul de ferrailage	70
III.3.2. présentation de la méthode de calcul	71
III.3.2.1.Méthode forfaitaire	71
III.3.2.2.Méthode de Caquot	72
III.3.3.Calcul des poutrelles.....	74
III.3.3.1.Type des poutrelles	74
III.3.4.Ferrailage de poutrelles	88
III.3.4.1.Calcul à L'ELU	88
III.3.5.Vérification à l'ELU	90
III.3.5.1.Vérification de la condition de non fragilité	90
III.3.5.2.Vérification de l'effort tranchant	91
III.3.5.3.Vérification de la contrainte d'adhérence	91
III.3.5.4.La longueur de scellement	91
III.3.6.Vérification à l'ELS.....	92
III.3.6.1.Vérification des contraintes maximales dans le béton	92
III.3.6.2.Vérification de la flèche	93
III.3.6.3.Calcul de la flèche	93
III.3.7.Ferrailage de la table de compression	94
III.3.7.1.Armatures perpendiculaires aux poutrelles.....	95
III.3.7.2.Armatures parallèles aux poutrelles.....	95
III.3.8.Schéma de ferrailage	96
III.4.Etude des escaliers	97
III.4.1.calcul de l'escalier volée1	97
III.4.1.2.Charge et surcharge.....	97
III.4.1.3.Combinaison des charges.....	98
III.4.1.4.sollicitation.....	99

III.4.2. ferrailage.....	100
III.4.2.1.Calcul du ferrailage à L'ELU	100
III.4.2.2.Vérifications à ELS	102
III.4.2.3.Vérification à l'ELU	103
III.4.2.4.Vérification de la flèche	104
III.4.2.5.Calcul de la flèche	104
III.4.2.6.Schéma de ferrailage.....	105
III.4.3.Etude de la console d'escalier (minaret):	106
III.4.3.1.Dimensionnement du consol.....	106
III.4.3.2.Evaluation des charges permanente	106
III.4.3.3.Calcul des sollicitations	106
III.4.4.Calcul du Ferrailage	109
III.4.4.1.Vérifications à ELU	110
III.4.4.2.Vérification à ELS	111
III.4.4.3.Vérification de la flèche.....	111
III.4.4.4.Schéma de ferrailage.....	112
III.5.calcul de la volée 3	112
III.5.1.charge et surcharge	112
III.5.2.Combinaison des charges:.....	113
III.5.3.sollicitation	114
III.5.4.ferrailage.....	116
III.5.4.1.Calcul du ferrailage à L'ELU	116
III.5.4.2.Vérifications à ELS	118
III.5.4.3.Vérification à l'ELU.....	119
III.3.5.4.Vérification de la flèche	120
III.5.4.5.calcul de la flèche	120
III.5.5.Schéma de ferrailage	121
III.5.Etude de la coupole	122
III.5.1.Calcul des efforts	122
III.5.1.1.La charge par mètre linéaire.....	122
III.5.1.2.La poussé horizontale par mètre linéaire	122
III.5.1.3.L'effort normal par mètre méridien	122
III.5.2.Ferrailage de la coupole.....	122

III.5.2.1.La contrainte de compression du béton	122
III.5.2.2.Les aciers principaux	122
III.5.2.3.Les cerces.....	123
III.5.2.4.Comparaison de la contrainte σ_b et σ_b	123
III.5.2.5.Contrainte admissible dans le béton.....	123
III.5.2.6.schéma de ferrailage de la coupole.....	124
III.5.3.Ferrailage de la poutre de ceinture.....	125
III.5.3.1. Calcul à l'ELU	125
III.5.3.2.Calcul à l'ELS.....	125
III.5.3.3.Condition non fragilité.....	125
III.5.3.3.Schéma de ferailage de la coupole	126

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction.....	127
IV.2.Objectifs de l'étude sismique.....	127
IV.3.Classification de l'ouvrage.....	127
IV.3.1 Zone sismique.....	127
IV.3.2.Importance de l'ouvrage.....	127
IV.4.Méthodes de calcul de l'action sismique	127
IV.4.1.La méthode statique équivalente	128
IV.4.2.La méthode modale spectrale	128
IV.5.Choix de la méthode de calcul	128
IV.6.Modélisation mathématique	128
IV.7.Modélisation de la structure	128
IV.7.1.Caractéristiques géométriques des blocs	129
IV.7.2.Le spectre de réponse de calcul	131
IV.7.3.Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	132
IV.7.4.Nombre de modes à considérer	138
IV.7.6.Détermination du poids total de la structure	148
IV.7.7.Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent	149
VI.7.8.Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral	150
IV.7.9.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	153
IV.8.Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA	155

IV.8.1.Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure	155
IV.8.2.Effets de l'excentricité accidentelle	155
IV.8.3.Vérification des déplacements inter étage.....	159
IV.8.4.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	160
IV.8.5.Vérification vis-à-vis du renversement	161
IV.9.Justification de la largeur des joints sismiques	165
IV.10. Etude de la stabilité du minaret sous l'action du vent.....	167
IV.10.1.calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal).....	167
IV.10.2.calcul à l'aide de 3 points (vent parabolique).....	168
IV.11.influence du système de contreventement sur le comportement dynamique du minaret	172

CHABITRE V: ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.Etude des poteaux.....	173
V.1.1.Introduction.....	173
V.1.2. Ferrailage des poteaux	173
V.1.2.1.Armatures longitudinales	173
V.1.2.2.Armatures transversales.....	175
V.1.2.3.Procédure de calcul des armatures longitudinales	176
V.1.2.4.Exemple de calcul poteau carré (40x40)	182
V.1.2.5.Vérification à ELU	184
V.1.2.5.Exemple de calcul poteau circulaire diamètre (40):	189
V.1.3.Schémas des ferrailages des poteaux	194
V.2.Calcul des poutres	195
V.2.1.introduction.....	195
V.2.2.Recommandations du RPA99 version 2003	195
V.2.3.Les combinaisons de calcul	195
V.2.4. Présentation de la méthode de calcul.....	196
V.2.5. Ferrailage des poutres	199
V.2.6. Les tableaux récapitulatifs des résultats trouvés.....	203
V.2.5. Schémas des ferrailages des poutres.....	205

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction.....	206
------------------------	-----

VI.2. Différents types des fondations	206
VI.2.1. Fondations superficielles:	206
VI.2.2. Fondations massives	206
VI.2.3. Fondations profondes	206
VI.3. Choix du type de fondation	206
VI.4. Etude fondation de minaret	207
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier général	208
VI.4.2. Les vérifications nécessaires	209
VI.4.2.1. Condition de résistance au cisaillement	209
VI.4.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	210
VI.4.2.3. Vérification au poinçonnement	210
VI.4.3. Caractéristique géométrique du radier	211
VI.4.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	212
VI.4.5. Vérification de la stabilité	213
VI.5. Ferrailage du radier	215
VI.5. Ferrailage	218
VI.6. Vérification a l'ELS. (fissuration préjudiciable)	218
VI.6.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton	218
VI.6.1. Vérification des contraintes d'acier	219
VI.7. Ferrailage de débord du radier	219
VI.8. Schéma de ferrailage	221
VI.9. Etude fondation de salle de prière et de salle d'ablution	222
VI.10. Semelle isolée sous poteau carré	223
VI.10.1. Pré dimensionnement de poteau plus sollicité	223
VI.10.2. Les sollicitations	223
VI.10.3. Homothétie des dimensions	223
VI.10.4. Hauteur utile minimale	224
VI.10.5. Hauteur totale	224
VI.11. Vérification de choix des semelles	224
VI.12. Vérification des conditions de stabilité	224
VI.13. Vérification des conditions de rigidité	224
VI.14. Calcul du ferrailage	225
VI.15. Espacement	225
VI.16. Vérification au poinçonnement	225

VI.17.Dispositions constructives.....	226
VI.11.Semelles isolées sous poteau circulaire:	226
VI.11.1.Exemple de calcul Semelles circulaires sous poteaux circulaires:.....	228
VI.12.Schéma de ferrailage d'une semelle isolé.....	230
Conclusions générale.....	232

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau.I.1.Caracteristiques physiques de l'acier.....	14
--	----

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau.II.1.Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible	20
Tableau.II.2.Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible	21
Tableau.II.3.Charges permanentes de balcon.....	23
Tableau.II.4.Évaluation des charges pour les murs a double cloison.....	24
Tableau.II.5.Dimensions de la section des poutres	27
Tableau.II.6.Descente des charges pour les poteaux circulaires	31
Tableau.II.7.Descente des charges pour poteaux carrés proche de rive.....	33
Tableau.II.8.Descente des charges du poteau de rive circulaire	35
Tableau.II.9.Récapitulatif pour les sections poteaux	37
Tableau.II.10.Évaluation des charges pour les escaliers (Paliers)	43
Tableau.II.11.Évaluation des charges pour les escaliers (Paillasse)	44
Tableau.II.12.Descente des charges pour les poteaux d'angle (carrés).....	45
Tableau.II.13.Récapitulatif pour les poteaux d'angle (Minaret) de chaque niveau.....	52

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1.Charges et surcharges de la poutrelle.....	69
Tableau.III.2.Combinaison des charges de la poutrelle.....	70
Tableau.III.3.Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle.....	71
Tableau.III.4.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELU....	76
Tableau.III.5.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1à l'ELS. ...	77
Tableau.III.6.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU..	80
Tableau.III.7.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS. ..	81
Tableau.III.8.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU..	84
Tableau.III.9.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS ...	85
Tableau.III.10.Tableau récapitulatif des armatures en travée et en appuis.....	90
Tableau.III.11.Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la contrainte dans le béton	92

Tableau.III.12.Vérification de la flèche de la poutrelle.....	94
Tableau.III.13.charges et surcharges des volées 1 et 2.....	97
Tableau.III.14.Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1 et 2	98
Tableau.III.15.moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	100
Tableau.III.16.hypothèse de calcul.....	100
Tableau.III.17.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée 1et 2	102
Tableau.III.18.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	103
Tableau.III.19.Vérification de la flèche de l'escalier.....	105
Tableau.III.20.Vérification de la contrainte de compression dans le béton du consol.....	111
Tableau.III.21.Charges et surcharges de volée 3.....	112
Tableau.III.22.Charge à l'ELU et l'ELS de volée 3	113
Tableau.III.23.moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	116
Tableau.III.24.caractéristique des matériaux	116
Tableau.III.25.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée 3.....	118
Tableau.III.26.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	118
Tableau.III.27.Vérification de la flèche de l'escalier.....	121
CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE	
Tableau.IV.1.Valeur de coefficient d'accélération de la zone.....	132
Tableau.IV.2.valeurs des pénalités P_q	134
Tableau.IV.3.La période fondamentale de la structure.....	135
Tableau.IV.4.coefficient d'amortissement critique.....	135
Tableau.IV.5.Facteur d'amplification dynamique moyenne	136
Tableau.IV.6.Mode de vibration et taux de participation massique salle de prière	139
Tableau.IV.7.Mode de vibration et taux de participation massique salle d'ablution	141
Tableau.IV.8.Mode de vibration et taux de participation massique de minaret.....	144
Tableau.IV.9.Poids totale de salle de prière.....	148
Tableau.IV.10.Poids totale de salle d'ablution	148
Tableau.IV.11.Poids totale de minaret.....	149
Tableau.IV.12.Effort tranchant modale de salle prière.....	150
Tableau.IV.13.Effort tranchant modale de salle d'ablution.....	150
Tableau.IV.14. Effort tranchant modale de minaret(poteau-poutre)	150
Tableau.IV.15. Effort tranchant modale de minaret(portique voile).....	151
Tableau.IV.16.Vérification de l'indépendance des modes de salle prière.....	151

Tableau.IV.17.Vérification de l'indépendance des modes salle d'ablution	152
Tableau.IV.18.Vérification de l'indépendance des modes de minaret(poteau-poutre)	152
Tableau.IV.19.Vérification de l'indépendance des modes de minaret(portique voile).....	153
Tableau.IV.20.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur salle prière	154
Tableau.IV. 21.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur salle d'ablution	154
Tableau.IV.22.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur de minaret(poteau-poutre).....	154
Tableau.IV.23.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur de minaret(portique voile)	154
Tableau.IV.24.Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle de prière.....	155
Tableau.IV.25.Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle d'ablution	155
Tableau.IV.26.Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret(poteau-poutre)	155
Tableau.IV.27.Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret(portique voile)	155
Tableau.IV.28.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité salle de prière	156
Tableau. IV.29.Excentricité théorique dans les deux sens salle de prière.....	156
Tableau.IV.30.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité salle d'ablution.....	157
Tableau.IV.31.Excentricité théorique dans les deux sens salle d'ablution	157
Tableau.IV.32.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité de minaret(poteau-poutre) et (portique voile)	158
Tableau.IV.33. Excentricité théorique dans les deux sens de minaret	158
Tableau. IV.34.Déplacement inter-étage dans le sens XX-YY de minaret(poteau-poutre)....	159
Tableau.IV.35.Déplacement inter-étage dans le sens XX-YY de minaret (portique voile) ...	160
Tableau.IV.36.Vérification de l'effet P- Δ sens XX-YY de minaret(poteau-poutre).....	161
Tableau. IV.37.Vérification de l'effet P- Δ sens XX-YY de minaret(portique voile).....	161
Tableau.IV.38.Moment de renversement la salle de prière.....	162
Tableau.IV.39.Moment de renversement la salle d'ablution	162
Tableau.IV.40.Moment de renversement de minaret(poteau-poutre).....	163
Tableau.IV.41.Moment de renversement de minaret(portique voile).....	164
Tableau.IV.42.L'effort normal réduit	165
Tableau.IV.43.Les facteurs de site	170
Tableau.IV.44.comparaison entre système auto stable et système mixte.....	172

CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau.V.1.Caractéristique mécanique des matériaux	173
Tableau.V.2.Caractéristique mécanique des combinaisons d'actions.....	174
Tableau.V.3.Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS	182
Tableau V.4.Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal	182
Tableau.V.5.Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	182
Tableau.V.6.Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	187
Tableau.V.7.Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux	187
Tableau.V.8.Vérification de pourcentage maximal des armatures pour les poteaux (40x40)	187
Tableau.V.9.Longueur de recouvrement.....	187
Tableau.V.10.Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	188
Tableau.V.11.Tableau récapitulatif des armatures transversales	188
Tableau.V.12.Vérification des contraintes dans le béton.....	188
Tableau.V.13.Vérification de flambement des poteaux	188
Tableau.V.14.Vérification de l'effort normale ultime	188
Tableau.V.15.Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS	189
Tableau.V.16.Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal	189
Tableau.V.17.sollicitations et paramètres de poteau circulaire l'exemple de calcul	189
Tableau.V.18.Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	190
Tableau.V.19.Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux	190
Tableau.V.20.Espacements maximales selon RPA99 pour poteau.....	191
Tableau.V.21.Choix des armatures transversales pour le poteau.....	191
Tableau.V.22.Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux	193
Tableau.V.23.Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	193
Tableau.V.24.Tableau récapitulatif des armatures transversales	193
Tableau.V.25.Vérification des contraintes dans le béton.....	193
Tableau.V.26.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.	199
Tableau.V.27.Les sollicitations de calcul des armatures en travée.....	199
Tableau.V.28.Les sollicitations de calcul des armatures en appuis	200
Tableau.V.29.Tableau récapitulatif de ferrailage des Pp et Ps.....	203
Tableau.V.30.Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres	204
Tableau.V.31.La longueur minimale de recouvrement.....	204

Tableau.V.32.Tableau récapitulatif de vérification des P_p et p_s à l'ELU..... 204

Tableau.V.33.Tableau récapitulatif de vérification des poutres P_p et P_s à l'ELS.....204

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1.Vérification des contraintes..... 213

Tableau.VI.2.Vérification de renversement 214

Tableau.VI.3.Vérification de soulèvement 214

Tableau.VI.4.Vérification selon l'RPA..... 215

Tableau.VI.5.le ferrailage à l'ELU..... 218

Tableau.VI.6.Vérification des contraintes (sens x-x) et (sens y-y) 219

Tableau.VI.7.Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton..... 221

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure.I.1.Diagramme des déformations limites de la section	7
Figure.I.2.Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	10
Figure.I.3.diagramme contrainte déformations du béton à ELU.....	12
Figure.I.4.diagramme contrainte déformations du béton à ELS	13
Figure.I.5.Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	15

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure.II.1.Dimension de la poutrelle	19
Figure.II.2.Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible	20
Figure.II.3.Dalle pleine.	21
Figure.II.4.Sollicitation d'acrotère	22
Figure.II.5.Coupe transversale sur l'acrotère	22
Figure.II.6.Constituants d'un mur a double cloison.....	23
Figure. II.7.les différents efforts dus à la coupole	24
Figure. II .8 .Dimensions de la poutre.....	25
Figure. II.9 : Section réduite du poteau.....	28
Figure.II.10.surface revenant à un poteau central	30
Figure.II.11.poteaux proche de rive	33
Figure.II.12.poteau de rive circulaire	35
Figure.II.13.Dimensions de la poutre.....	37
Figure.II.14.les escaliers balancé a double quartier tournant	39

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1.Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.....	54
Figure.III.2.Section de calcul d'acrotère	54
Figure.III.3.Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible	55
Figure.III.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure.III.5.Section de calcul de balcon.....	62
Figure.III.6.Schéma de ferrailage du balcon.....	66
Figure.III.7.disposition des poutrelles	67
Figure III.8.Poutrelle préfabriqué.....	69
Figure.III.9.Corps creux.....	69
Figure.III.10.les différentes dimensions du plancher.....	69

Figure.III.11.La section en T de la poutrelle	70
Figure.III.12.Schéma statique de poutrelle type 1.....	74
Figure.III.13.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	77
Figure.III.14. Diagramme des moments à L 'ELU	77
Figure.III.15.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	78
Figure.III.16.Diagramme des moments à L 'ELS	78
Figure.III.17.Schéma statique de la poutrelle type 2.....	78
Figure.III.18.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	80
Figure.III.19.Diagramme des moments à L 'ELU	81
Figure.III.20.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	82
Figure.III.21.Diagramme des moments à L 'ELS	82
Figure.III.22.Schéma statique de la poutrelle type 2.....	82
Figure.III.23.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	84
Figure III.24.Diagramme des moments à L 'ELU	84
Figure.III.25.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	85
Figure.III.26.Diagramme des moments à L 'ELS	85
Figure.III.27.Schéma statique de poutrelle type3.....	86
Figure.III.28.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU	86
Figure.III.29.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU	86
Figure.III.30.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS	87
Figure.III.31.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS	87
Figure.III.32.Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.	88
Figure.III.33.L'ancrage des barres	92
Figure.III.34.Schéma de ferrailage de la dalle de compression	96
Figure.III.35.Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	96
Figure.III.36.La coupe de l'escalier à double quartier tournant.....	97
Figure.III.37:Schéma statique de volée 1et 2	97
Figure.III.38: Schéma de chargement de volée 1 et 2 à L' ELU.....	98
Figure.III.39: Schéma de chargement de volée 1et 2 à L'ELS	98
Figure.III.40: Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU.....	99
Figure.III.41: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU	99
Figure.III.42.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS.....	99
Figure.III.43.La section du calcul de l'escalier	100
Figure.III.44.Schéma du ferrailage des voleés 1 et 2.....	105

Figure.III.45.Schéma statique du consol de l'escalier.....	106
Figure.III.46.Diagramme de l'effort tranchant du consol de l'escalier ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.III.47.Diagramme de moment fléchissant du consol de l'escalier ELU.	Erreur ! Signet non défini.
Figure.III.48.Diagramme de l'effort tranchant du consol de l'escalier ELS.....	108
Figure.III.49.Diagramme de moment fléchissant du consol de l'escalier ELS.....	108
Figure.III.50.Section du calcul du consol de l'escalier.	109
Figure.III.51.Schéma de ferrailage du consol de l'escalier.	112
Figure.III.52.Schéma statique de la volée 3	112
Figure.III.53: Schéma de chargement de volée 3 à L'ELU.....	113
Figure.III.54.Schéma de chargement de volée 3 à L'ELS	113
Figure.III.55.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU	114
Figure.III.56.Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU	114
Figure.III.57.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS.....	115
Figure.III.58.La section du calcul de volée 3	116
Figure.III.59.Schéma du ferrailage de voleé 3.....	121
Figure.III.60. Schéma statique de la coupole.....	122
Figure.III.61.Schéma du ferrailage de la coupole	124
Figure.III.62.Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture.....	126
CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE	
Figure.IV.1.Dimensions en plan salle de prière	130
Figure.IV.2.Dimensions en plan salle d'ablution.....	130
Figure.IV.3. Dimensions en plan le minaret	131
Figure.IV.4.Spectre de réponse de calcul salle de prière	136
Figure.IV.5.Spectre de réponse de calcul salle d'ablution.....	137
Figure.IV.6.Spectre de réponse de calcul de minaret.....	137
Figure.IV.7.Salle de prière (vue en plan).....	138
Figure.IV.8.Premier mode (translation XX) salle de prière (Vue en plan)	140
Figure.IV.9.Deuxième mode (translation YY) salle de prière (Vue en plan)	140
Figure.IV.10.Troisième mode (Rotation ZZ) salle de prière (Vue en plan)	141
Figure.IV.11.Premier mode (translation YY) salle d'ablution (Vue en plan).....	142
Figure.IV.12.Deuxième mode (translation XX) salle d'ablution (Vue en plan).....	143
Figure.IV.13.Troisième mode (Rotation ZZ) salle d'ablution (Vue en plan).....	143

Figure.IV.14.Premier mode (translation XX) de minaret (Vue en plan)	145
Figure.IV.15.Deuxième mode (translation YY) de minaret (Vue en plan).....	146
Figure.IV.16.Troisième mode (Rotation ZZ) de minaret (Vue en plan).....	147
Figure.IV.17.Présentation de l'effet P- Δ sur la structure	160
Figure.IV.18.Largeur minimum du joint sismique	165
Figure.IV.19.Disposition des joints sismique	166
Figure.IV.20.l'action de vent trapézoïdal.....	167
Figure.IV.21.l'action de vent parabolique.....	168
Figure.IV.22.L'action de vent au milieu et à la base du minaret.....	171

CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure.V.1.Les excentricités d'une section en flexion composée	178
Figure.V.2.ferraillage des poteaux carré	194
Figure.V.3.ferraillage des poteaux circulaire.....	194
Figure.V.4.Schémas de ferraillage de la poutre P.P et P.S.	205

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure.VI.1.Shéma de transmission des charges	211
Figure.VI.2.Centre de gravité.....	211
Figure.VI.3.Diagramme des contraintes.....	212
Figure.VI.4.Le panneau le plus sollicité	217
Figure.VI.5.Présentation schématique de débord.....	219
Figure.VI.6.Schéma de ferraillage du radier de minaret.....	221
Figure.VI.7. Schéma de ferraillage de débord.....	221
Figure.VI.8.Semelle isolée.....	223
Figure.VI.9.Schéma de ferraillage d'une semelle isolé sous poteaux carré.....	230
Figure.VI.10. Schéma de ferraillage d'une semelle isolé sous poteaux circulaire.....	231

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements:**

- ✚ **RPA99V2003:** règlement parasismique algérienne.
- ✚ **CBA93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ✚ **BAEL91modifier:** béton armé aux états limites.
- ✚ **DTR B.C.2.2:** Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- ✚ **RNV99:** règlement neige et vent
- ✚ **Fascicule74 :** cahier des clauses technique générales

➤ **Livre:**

- ❖ Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat Roux

➤ **Cours:**

- ❖ Béton armé
- ❖ Dynamique des structures
- ❖ Cours de bâtiment
- ❖ Résistance des matériaux

➤ **Logiciels:**

- ❖ ETABS.....Analyse des structures
- ❖ AUTOCAD 2012.....Dessin
- ❖ EXCEL 2010.....Calcul.
- ❖ WORD 2010.....Traitement du texte.
- ❖ SOCOTEC (calcul de sections rectangulaires et section circulaire en béton armé a la flexion simple et flexion composé)

➤ **Les mémoires de fin d'étude:**

- ✚ Les mémoires de l'année passée, Bouira 2016 et 2017

INTRODUCTION GENERALE

La mosquée constitue pour la société musulmane un centre de vie sociale, politique et religieuse. C'est ainsi que le prophète QSSL, entreprit comme première action, de construire une mosquée à son arrivée à Médine aux premiers jours de l'Hégire.

Depuis, la mosquée a toujours constitué l'incarnation et l'expression même de l'art et de la civilisation islamique. L'architecture Islamique incarnée par la mosquée a ainsi évolué d'un édifice modeste et simple édifié par les compagnons du Prophète QSSL, au cœur du désert arabe à un bâtiment magnifique dont le style architectural unique et la conception ont été sensiblement influencés par les conditions géographiques, ethniques, idéologiques et civilisationnels hérités de l'expansion fulgurante et spectaculaire de l'empire musulman dans les quatre coins du globe.

Aujourd'hui, la mosquée Istiqlal de Jacartha, la mosquée Faisal à Islamabad, la mosquée bleue à Istanbul ou la mosquée Cathédrale à Moscou constituent des merveilles architecturales uniques.

En Algérie, l'architecture des mosquées a été influencée par des circonstances et des facteurs différents :

- Le facteur de l'environnement :

En effet, les adaptations aux différents environnements influent sur la taille des mosquées, son mode de construction, la présence ou l'absence de la cour, le type de couverture, les matériaux de construction, etc...

- Le facteur de la doctrine (Madhab) :

La différence dogmatique est un facteur qui déterminant dans la forme de certains éléments architectoniques et la décoration (Un minaret carré dans les mosquées malikites, Un minaret cylindrique dans les mosquées hanafites, Un minaret haut pyramidal dans les mosquées mozabites).

- Facteurs liés à l'histoire : La présence Ottomane en Algérie a donné lieu à l'édification de mosquées de styles et de formes architecturales variés.

L'architecture ottomane en Algérie était une combinaison de l'architecture locale et l'architecture turque.

Introduction générale

Actuellement, l'absence d'un cadre juridique claire et précis a donné lieu à une conception des mosquées marquée par une pauvreté architecturale qui se manifeste par ajout ou élimination d'éléments architecturaux et architectoniques de manière aléatoire et par une mauvaise expression artistique qui ne correspond ni à l'art islamique, ni à l'architecture locale et encore moins à l'expression dogmatique.

Ceci dit, notre projet de fin d'études consiste à calculer les éléments structuraux des différentes parties composant une mosquée, à savoir le minaret, la salle de prière et la salle d'ablutions. Cette mosquée est implantée à Bechloul, relevant administrativement de la willaya de Bouira classée zone Iia par le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

Les calculs seront menés conformément au règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003) et aux règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91/99).

Notre travail est organisé en six chapitres :

- ❖ Le premier chapitre consiste en une présentation complète du projet de la mosquée : définitions des différents éléments, choix des matériaux...
- ❖ Le deuxième est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la salle de prière et du minaret.
- ❖ Le calcul des éléments secondaires fera l'objet du chapitre trois.
- ❖ Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique de la structure. Le minaret et la salle de prière seront étudiés séparément et l'analyse des modèles en 3D sera faite en utilisant le logiciel de calcul ETABS.
- ❖ Par ailleurs la stabilité du minaret vis-à-vis de l'action du vent sera également traitée dans ce chapitre.
- ❖ Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des éléments porteurs principaux grâce à l'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS. Là aussi, les éléments du minaret et de la salle de prière seront calculés simultanément.
- ❖ Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

Le système de fondation du minaret est un radier général. Celui de la salle de prière comportera des semelles isolées circulaires et rectangulaires ou carrées.

L'ensemble des chapitres présentés ci-dessous auront pour finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

I.1.INTRODUCTION:

La conception d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structuraux ce qui oblige l'ingénieur ou l'architecte à tenir compte des données suivantes :

- ❖ L'usage de l'ouvrage
- ❖ La résistance.
- ❖ Les exigences esthétiques.
- ❖ Les conditions économiques.

L'étude de ce projet comprendra le calcul et la conception des éléments porteurs et secondaires (fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers, escaliers,...) et l'étude dynamique de la structure afin d'évaluer son comportement lors d'un séisme en utilisant les règlements RPA99 version 2003 et BAEL 91.

I.2.Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage à étudier est une mosquée à un seul niveau (RDC) avec un minaret de (R+3). Ce projet sera implanté à la wilaya de BOUIRA qui est classée comme une zone sismique IIa, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

I.2.1.La structure est constituée de:

- ✓ salle de prière avec coupole de forme sphérique (de diamètre $D = 2.5$ m).
- ✓ une salle d'ablution
- ✓ Minaret : d'une hauteur de 14.20 m et d'une largeur de 2.45 m

I.3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:**I.3.1.salle de prière:****a. Dimension en plans:**

- ✓ La longueur totale17.98 m
- ✓ La largeur totale17.43 m

b. Dimension en élévation:

- ✓ Hauteur totale.....4.14 m

I.3.2.salle d'ablution:**a. Dimension en plans:**

- ✓ La longueur totale13.73 m
- ✓ La largeur totale5.20 m

b. Dimension en élévation:

- ✓ Hauteur totale.....4.14 m

I.3.3.Le minaret:**a. Dimension en plans:**

- ✓ La longueur totale2.45 m
- ✓ La largeur totale2.45 m

b. Dimension en élévation:

- ✓ Hauteur totale.....14.20 m

I.4.Données sismiques de la structure:

- ✓ La mosquée est implanté dans une zone classée selon le (3.1) RPA99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B. (bâtiment recevant du publique et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personne selon (3.20) RPA99/version 2003
- ✓ Le site est considéré comme un site meuble (S3) Selon le rapport de sol

I.5.Caractéristiques du sol:

Selon le rapport géotechnique

- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 1.5$ bars.

I.6.Hypothèses de calcul:

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction du béton $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- ✓ Module de déformation différé du béton $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$
- ✓ Module de déformation instantané du béton $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$
- ✓ Limite d'élasticité des aciers $F_e = 400$ MPa.

I.7.Les éléments de l'ouvrage:**a) Ossature et contreventement:**

Le contreventement de la structure (salle de prière et minaret) système auto stable poteau poutre est assuré par des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Planchers:

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux, Les planchers remplissent deux fonctions principales

❖ Fonction de résistance mécanique:

Les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ Fonction d'isolation:

Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Nous avons adopté dans ce projet des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles. Et des planches en dalle pleine

c) Maçonnerie:**✓ Murs extérieures (remplissage):**

Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et de 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm.

✓ Murs intérieures (cloisons):

Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d) Les escaliers:

Le bâtiment présente un escalier balancée a double quartier tournant aux niveaux du minaret, que nous allons présenter en détail dans le chapitre : étude des éléments secondaires.

e) L'acrotère:

Comme la terrasse est inaccessible, entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

f) Terrasse:

La terrasse de la mosquée est inaccessible.

g) Balcons:

La mosquée comporte des balcons en dalles pleines.

h) Le revêtement:

Il contribue à l'isolation thermique et acoustique, on distingue :

- ✓ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour salle prière et d'ablution.

i) Les fondations:

La fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, le calcul des fondations dépend de deux paramètres : type de superstructure et type de sol.

Pour le minaret, on prévoit un système de fondation constitué d'un radier général, tandis que la salle de prière et des ablutions reposent sur des fondations superficielle constituées des semelles isolées.

I.8.Règle de calcul:

Le dimensionnement des éléments de la structure est effectuée selon :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes 99 modifiées 2003 (RPA99/V2003)
- ✓ Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites (BAEL 91/99)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2)
- ✓ Règlement neige et vent (RNV99)

I.9. Présentation de la méthode de calcul aux états limites:**I.9.1 Définition des états limites:**

Un état limite est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

a) Etat limite ultime (ELU):

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (rupture).
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

❖ Hypothèses de calcul à l'état limite ultime:

- ✓ Conservation des sections planes après déformation.
- ✓ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- ✓ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.

- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- ✓ Pivot A : traction simple ou composé, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ✓ Pivot B : flexion avec état limite atteint dans le béton.
- ✓ Pivot C : compression simple ou composé.

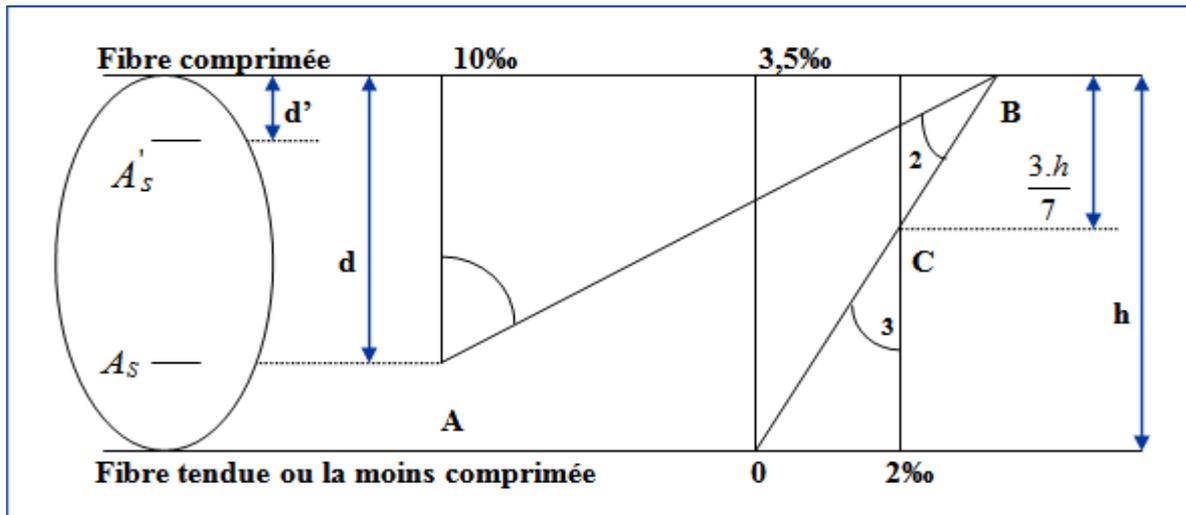


Figure.I.1. Diagramme des déformations limites de la section

b) Etat limite de service:

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, désordres divers...). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et/ou de durabilité. On distingue :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.

❖ Hypothèses de calcul à ELS:

- ✓ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 \cdot E_b$; $n = 15$), $n = 15$: coefficient d'équivalence.

1.9.2. Actions et sollicitations:**a) Définitions des actions :**

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

b) Types d'actions :

Les trois types d'actions appliquées à la structure sont les suivants :

✓ Actions permanentes :

Notées (G), représentent les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propres des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols et de plafonds, cloisons...).
- Les efforts (poids, poussée, pressions) exercés par des terre, par des solides, ou par des liquides dans les niveaux varient peu.
- Les déplacements différentiels des appuis.
- Les forces dues aux déformations (retrait, fluage...) imposées en permanence à la construction.

Dans la plupart des cas, le poids propres est représenté par une valeur nominale unique G_0 , calculé à partir des dessins du projet et des masses volumiques moyennes des matériaux.

On note:

- G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : actions permanentes favorables.

✓ Actions variables :

Notées (Q) représentent les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont définies par des textes réglementaires en vigueur, on distingue :

- Les charges d'exploitation (poids et effets annexes tels que force de farinage, force centrifuge, effets dynamiques).

- Les efforts (poids, poussées, pression) exercés par des solides ou par des liquides dont niveau est variable.
- Les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution (équipements de chantier, engins, dépôts des matériaux...)
- Les actions climatiques (neige, vent, température).

✓ **Actions accidentelles:**

Notées FA, provenant de phénomènes rares, et ne sont à considérer que si les documents d'ordre public ou le marché prévoient comme le séisme, explosion et chocs.

I.10. Caractéristiques des matériaux:

I.10.1. Béton:

a) **Définition:**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

b) **Préparation d'un mélange du béton:**

Pour chaque classe de gravier, sable, ciment et l'eau, il faut déterminer les proportions adéquats dans un mètre cube de béton. Il existe plusieurs méthodes basées sur la granulométrie, on cite la méthode de FAURY et la méthode DREUX-GORISSE.

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- ✓ 350Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.
- ✓ 400L de sable.
- ✓ 800L de gravillons ($D \leq 25\text{mm}$).
- ✓ 175L d'eau.

c) **Caractéristiques mécaniques du béton :**

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16 x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de f_{c28} , par :

✓ **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

✓ **Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:**

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

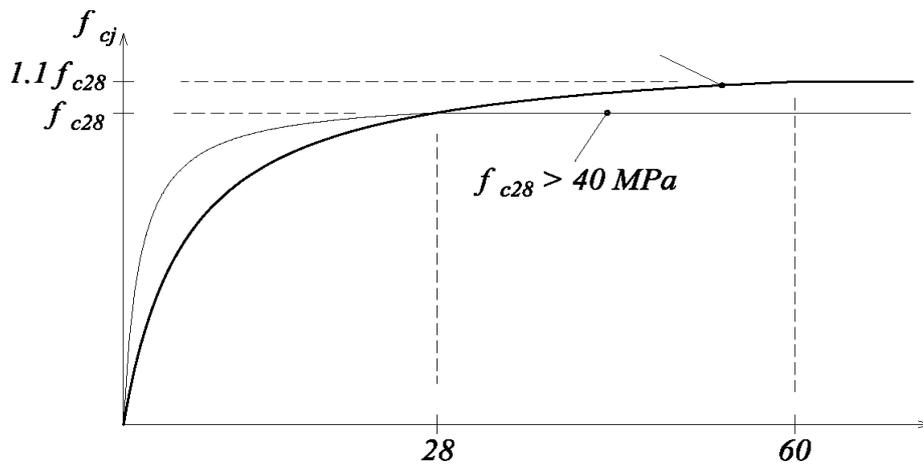


Figure.I.2.Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

❖ **Résistance caractéristique à la traction:**

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de **10 %** de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \dots \dots \dots \text{(BEAL 91, art A.2.1, 12)}$$

Avec :

f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou (N/mm^2) .

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

❖ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours note E_{ij} est égale à :

Dans notre cas :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 Art 2.1.21})$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 Art 2.1.22})$$

$$E_{ij} = 10818.9 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation transversale:**

Le module de déformation transversale noté (G) et donné par la formule :

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

E : module de YOUNG

ν : coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est égale à

$\nu = 0$ (E.L.U) pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).

$\nu = 0.2$ (E.L.S) pour le calcul des déformations..... (Section non fissurée à ELU).

c) **Diagramme contrainte déformation de calcul de béton :**

✓ **A ELU:**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme des contraintes déformations donnés sur la Figure ci-après.

La valeur de calcul de contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b * \theta}$$

Avec :

γ_b : Le coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : Est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta = 0.85$ Durée < 1h

$\theta = 1$ Durée > 24h

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ situation durable

$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$ situation accidentelle

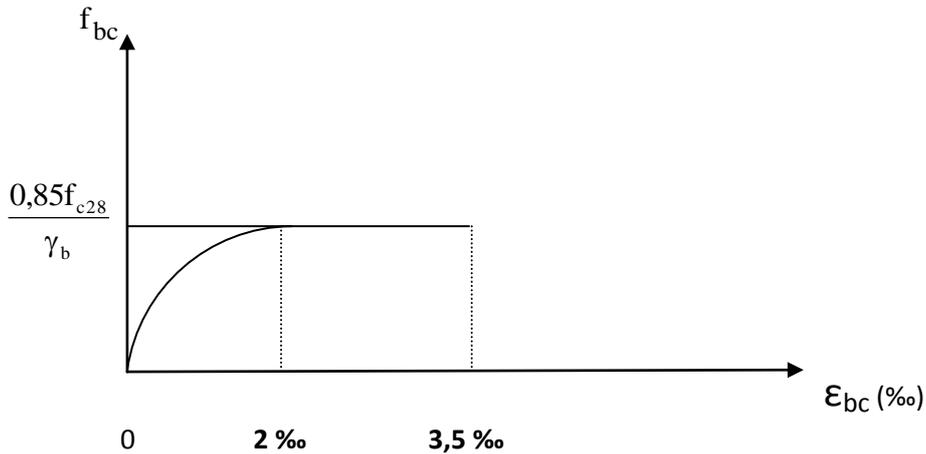


Figure.I.3.diagramme contrainte déformations du béton à ELU

✓ **A ELS :**

la valeur de la contrainte admissible de compression $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (BAEL91, art A.4.5, 2)

Dans notre cas $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

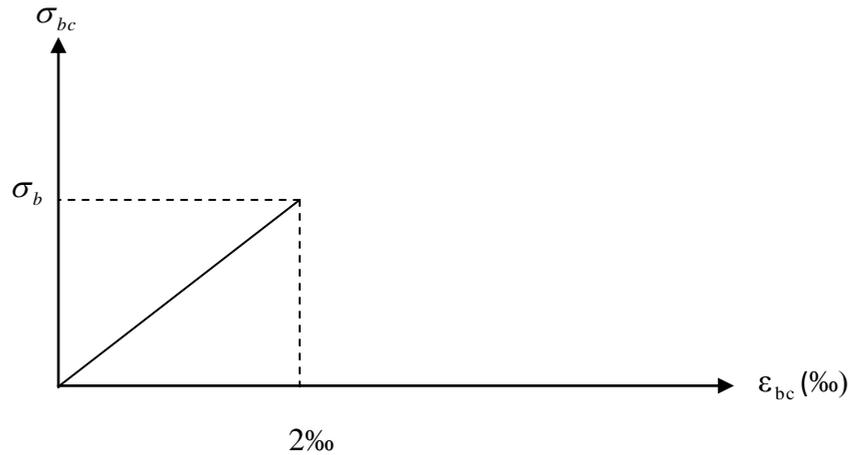


Figure.I.4.diagramme contrainte déformations du béton à ELS

❖ **Contrainte limite de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section

b_0 : Largeur de la section cisailée

d : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

❖ **La contrainte admissible de cisaillement:**

Est fixée par

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

I.10.2.Acier:a) **Définition:**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des élancements faibles. On distingue deux types d'acier

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

b) Caractéristique mécanique:

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Nous utilisons pour le ferrailage :

- ✓ Des barres de haute adhérence (HA) : FEE400 avec $f_e = 400$ MPa pour les armatures longitudinales.
- ✓ Des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS): Fe E520 avec $f_e=520$ MPa pour la dalle de compression.

c) Caractéristiques physiques:

Tableau .I.1 : Caractéristiques physiques de l'acier

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	20.1	3.14	4.51	8.04	12.57
Poids (Kg/m)	0.222	0.395	0.616	0.888	0.208	1.579	2.466	3.854	6.313	9.864

❖ **Module d'élasticité:**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2\ 000\ 000$ MPa.

❖ **Contrainte de traction limite à ELU:**

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

D'où

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables.

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles.

Pour notre cas :

$\sigma_s = 348$ MPa Pour les situations durables.

$\sigma_s = 400$ MPa Pour les situations accidentelles.

❖ **Contrainte de traction limite de service à ELS :**

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible :

Pour les éléments situés dans locaux couverts, dans ce cas pas de limite sur la contrainte.

$$\sigma_s \leq f_e$$

- Fissuration préjudiciable :

Pour les éléments soumis aux intempéries

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq 0.8 \bar{\sigma}_s = 0.8 \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing > 6mm$.

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing < 6mm$.

✓ **Diagramme contrainte déformations :**

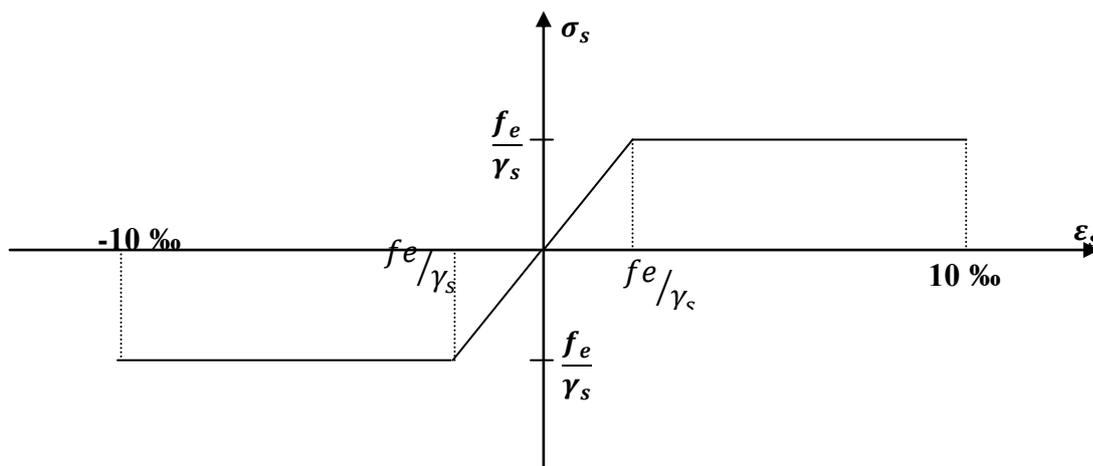


Figure.I.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture.

I.11. Protection des armatures (Art A.7-2.4 BAEL91):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ❖ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.12. Combinaisons des actions:

Les combinaisons d'actions représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments sont :

a) Combinaisons accidentelles:

✓ $G+Q \pm E$

✓ $0.8G \pm E$

b) Combinaisons fondamentales:

✓ ELU : $1.35G+1.5Q$

✓ ELS : $G+Q$

Où :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : effort sismique.

II.1.Salle de prière:

II.1.1.Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.1.2.Les Planchers:

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux. Dans Notre projet comporte deux types de planchers :

- Les planchers à Corps Creux.
- Les planchers dalle plein.

a) Pré dimensionnement des dalles pleines:

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Une dalle pleine peu reposé sur 2, 3 ou 4 cotés. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

❖ Condition de résistance au feu:

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit une épaisseur de 11 cm pour deux heures de coupe feux nécessaire à l'évacuation du bâtiment.

❖ Condition d'isolation phonique:

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie ; l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et thermique, Pour tenir compte des bruits aériens, On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

❖ **Condition de résistance à la flexion:**

Pour une dalle reposant sur deux cotés dont la dimension de la plus grande portée est

L_{\max} on a :

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Dans notre cas la dalle repose sur trois côtés : $L = 5,00 \text{ m}$

Pour :

- Raidir le plancher.
- Diminuer la portée de la dalle (épaisseur de la dalle)

$$\frac{500}{50} \leq e \leq \frac{500}{40}$$

Ceci qui donne donc : $10\text{cm} \leq e \leq 12,5\text{cm}$

Nous prendrons $e = 12 \text{ cm}$.

Donc nous adoptons une épaisseur $e = \max(11 ; 16 ; 12) \text{ cm}$

$e = 16 \text{ cm}$.

On adopte: $e = 20 \text{ cm}$

b) **Dimensionnement du plancher à corps creux:**

Les planchers à corps creux sont constitués de hourdis et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée. La dimension de ce plancher doit respecter la condition suivant :

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique l'épaisseur est déterminée comme suit :

❖ **Condition de résistance à la flexion:**

$$e \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : longueur maximale prise entre deux poteaux dans la direction des poutrelles, dans notre

cas : $L=5,00 \text{ m} \Rightarrow e \geq \frac{500}{22,5} = 22,22 \text{ cm}$

On adopte ainsi un plancher à corps creux de $20 + 4 \text{ cm}$ c'est-à-dire des corps creux

De 20 cm d'épaisseur et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

$e = 20 + 4 \text{ cm}$

c) **Dimensionnement des poutrelles:**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend :

$L_n = 65$ cm la distance entre axes des poutrelles.

Et $b_1 = \text{Min} \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$

h_0 : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x,\text{max}}$: la portée maximale de la poutrelle = 4.8 m.

D'où $b_1 = \text{Min} (32.5 ; 53 ; [24,32])$

Donc $24 < b_1 < 32$

On prend $b_1 = 26$ cm.

Donc : $b_0 = L_n - 2b_1 = 13$ cm.

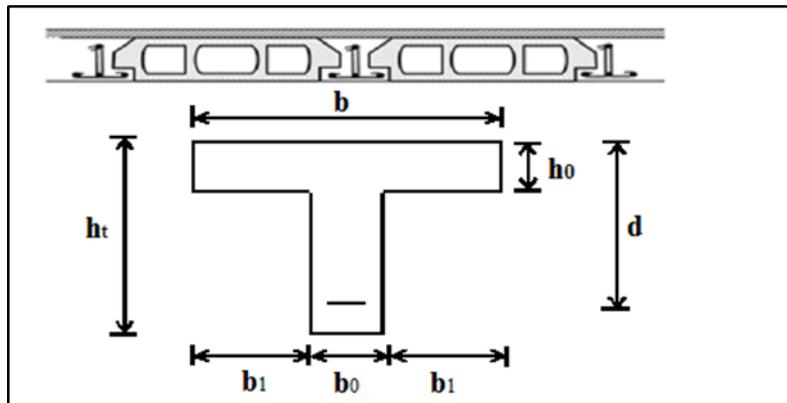


Figure.II.1.Dimension de la poutrelle

d) **Dimensionnement des balcons:**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans une extrémité et libre dans l'autre.

❖ **Calcul de l'épaisseur « e »:**

$$e \geq \frac{L}{10}$$

L : Largeur de balcon

AN :

$$e \geq \frac{145}{10} = 14.5 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15$ cm

II.1.3. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations:

L'évaluation des charges permanentes et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

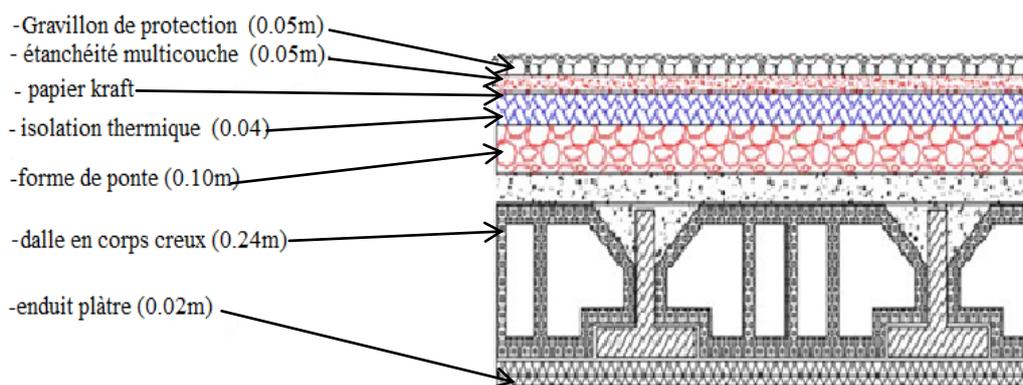
a) Plancher corps creux terrasse (inaccessible):

Figure.II.2. Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible

Tableau.II.1. Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN /m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle en corps creux	/	20+4	3.2
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Charge permanente G			7.28
Charge d'exploitation Q			1,00

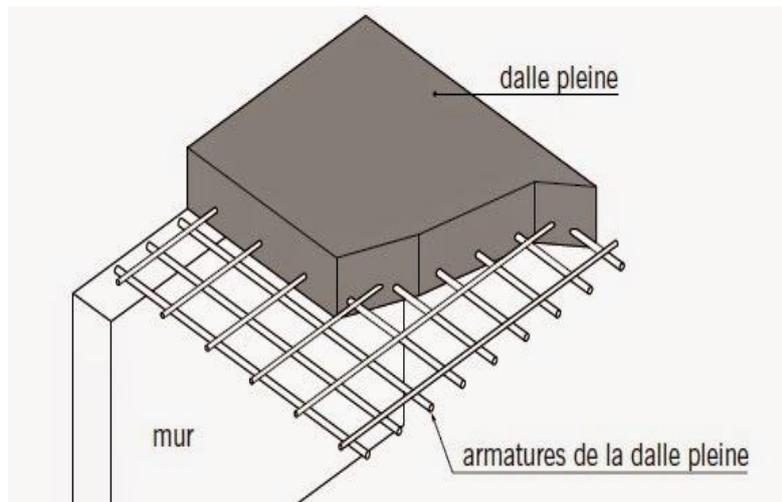
b) Plancher Dalle pleine:

Figure.II.3.Dalle pleine

Tableau.II.2.Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Densité (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
Dalle pleine	16	2500	400
Gravillons de protection	5	1500	75
Etanchéité multicouche	10	100	10
Béton de pente	12	2200	264
Liège (isolation)	4	400	16
Enduit plâtre	2	1000	20
		G	785
		Q	100

c) Acrotère:

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est assimilé à une console encastré au plancher terrasse la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

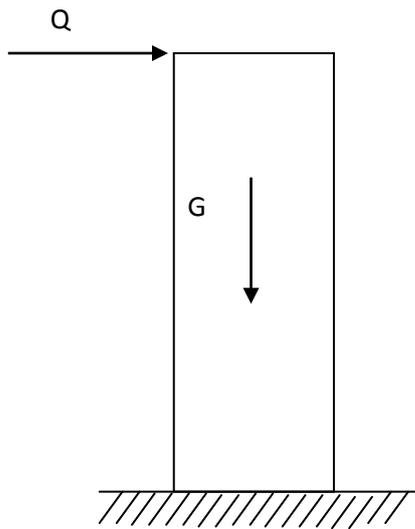


Figure.II.4.Sollicitation d'acrotère

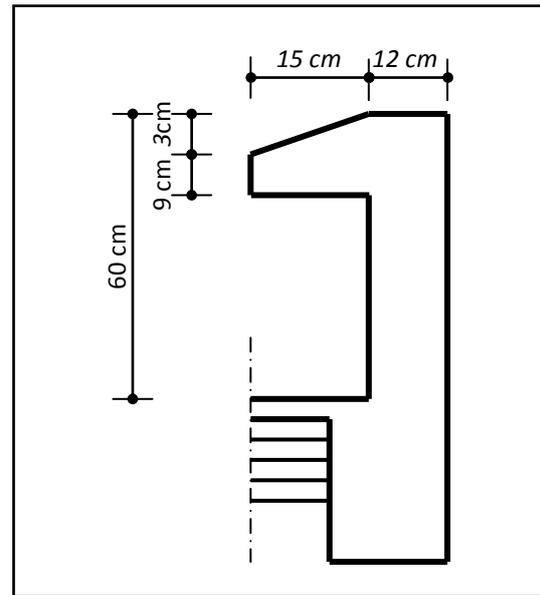


Figure.II.5.Coupe transversale sur l'acrotère

❖ Surface de l'acrotère:

$$S = \left[(60 \times 12) + (9 \times 15) + \left(\frac{15 \times 3}{2} \right) \right] = 877.5 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.087 \text{ m}^2$$

❖ Charge permanentes:

- Poids propre d'acrotère :

$$G_1 = 0,087 \times 25 = 2,175 \text{ KN/ml}$$

- Revêtement en ciment : (e=2cm ; $\rho=18 \text{ KN/m}^3$)

$$G_2 = 18 \times 2 \times (60 + 15 + 15.30 + 9 + 12 + 48) = 0.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Total: } G = G_1 + G_2 = 2.175 + 0.58 = 2,76 \text{ KN/ml}$$

❖ Charge d'exploitation:

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bonde de 1 m de largeur :

$$G = 2,76 \text{ KN/ml et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

d) **Balcon:**

Tableau.II.3.Charges permanentes de balcon

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle pleine	/	0.15	3.75
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			7.83

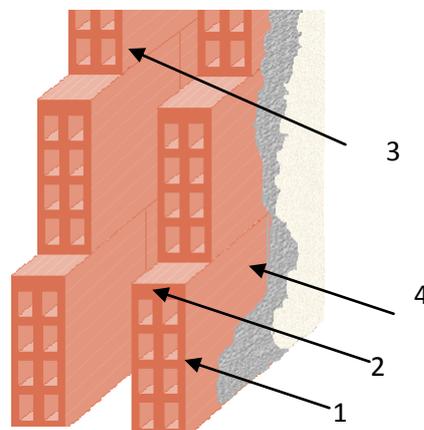
e) **Mur extérieur a double cloison:**

Figure.II.6.Constituants d'un mur a double cloison

Tableau.II.4.Évaluation des charges pour les murs a double cloison

Matériaux	Épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur (1)	2	18	0.36
Brique creuse (2)	15	9	1.35
Lame d'air (3)	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en plâtre intérieur (4)	2	10	0.2
			G = 2.81

II.1.4. Pré dimensionnement de la coupole:

Selon le fascicule 74 : pour les coupoles.

L'épaisseur de coupole est au moins de :

$$e_p \geq 8 \text{ cm}$$

La flèche de coupole est supérieure à :

$$f \geq \frac{D}{10} \quad 2.2 \text{ m} \geq \frac{5}{10} = 0.5 \text{ m}$$

Donc :

Notre structure est constituée d'une coupole sphérique ($r = 2.52 \text{ m}$) en béton armé avec épaisseur de 10 cm.

❖ Poids de la coupole:

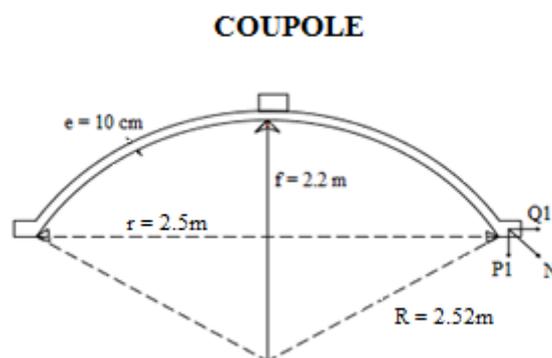


Figure.II.7.les différents efforts dus à la coupole

La surface de la coupole :

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f$$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$$

$$R = \frac{2.5^2 + 2.2^2}{2 \times 2.2} = 2.52 \text{ m}$$

$$S = 2 \times 3.14 \times 2.52 \times 2.2 = 34.81 \text{ m}^2$$

$$p = \xi \times e = 25 \times 0.1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_t = p + P_{\text{étanchéité}} + Q_{\text{entretien}}$$

$$P_t = 2.5 + 5 + 1 = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge total de la coupole est alors :

$$P_{\text{coupole}} = P_t \times S$$

$$P_{\text{coupole}} = 8.5 \times 34.81 = 295.89 \text{ KN}$$

$$\frac{P_{\text{coupole}}}{4} = 73.97 \text{ KN}$$

Avec :

S : la surface de la coupole.

f : la hauteur de la coupole.

R : le rayon de sphère .

r : le rayon de la coupole.

p : le poids d'unité de surface.

$P_{\text{étanchéité}}$: le poids propre d'étanchéité

P_t : le poids de la coupole par mètre

II.1.5. Pré-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, et vérifiées selon le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99 version 2003);

❖ Selon les règles BAEL 91 mod.99:

La hauteur h de la poutre doit être :

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

La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

Avec : L : portée de la section

h : hauteur de la section

b : largeur de la section

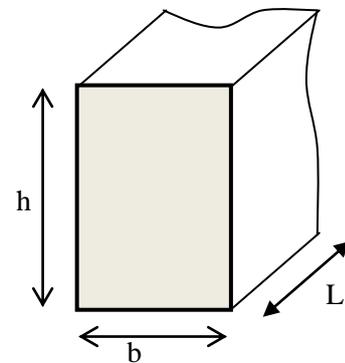


Figure.II.8. Dimensions de la poutre

❖ Selon le RPA 99Ver 2003(zone IIa):

✓ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

✓ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$

✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a) **Poutres de longueur $L_{\max} = 5.00$ m:**❖ **Vérification selon BAEL91 mod.99:**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

$$\left(\frac{h}{L}\right) = \left(\frac{45}{500}\right) = 0.09 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification selon le RPA99 Version 2003:**

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

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

$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Pour les poutres porteuses la section est : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Alors vu des charges et surcharges reprises par les poutres nous allons considérer une section $30 \times 45 \text{ cm}^2$ pour toutes les poutres de l'ouvrage.

b) **La poutre de ceinture:**

La poutre de ceinture travaille en traction

Remarque :

pour des raisons pratiques on fixe la section de la poutre ($b \times h$), (30×40) cm et on vérifiera la condition de non fragilité pour un élément qui travaille en traction (voir ferrailage) .

La section retenue doit vérifier : $A_s \min \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$L = \pi \cdot D = 3.14 \times 5 = 15.75 \text{ m}$$

Avec : L : périmètre

❖ **Vérification selon le RPA99 Version 2003:**

✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

✓ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

✓ $\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

Pour la poutre de la ceinture ; la section est : $h \times b = 40 \times 30 \text{ cm}^2$

Conclusion:

On adopte une section (b x h) tel que:

Tableau.II.5.Dimensions de la section des poutres

Règle	Formule	Poutre _{principale}	Poutre _{secondaire}	Poutre _{de la ceinture}
		$L_{max} = 5.00$	$L_{max} = 5.00$	$L_{max} = 15.75$
BAEL 99	Hauteur $L_{max}/15 < h < L_{max}/10$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
	Largeur $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$
RPA99/V2003	La vérification	Ok	Ok	Ok
	$h \geq 30 \text{ cm}$	Ok	Ok	Ok
	$b \geq 20 \text{ cm}$	$1.5 < 4$	$1.5 < 4$	$1.33 < 4$
	$h/b \leq 4$			

- L_{max} : longueur entre axe
- h : la hauteur de la poutre

II.1.6. Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure; c-à-d, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges.

La section du poteau est calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau, la section obtenue doit vérifier les conditions minimales requises par (RPA99 version 2003) pour une zone sismique IIa et vérifier l'ELS.

a) L'état limite ultime (ELU):

On supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple selon la formule du BAEL 91 :

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

Avec :

N_u : Effort normal ultime de compression à l'ELU

B : Section de béton du poteau ($B = a \times b$)

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant sa section réelle de 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Armature longitudinale

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité qui prend les valeurs

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

λ : Elancement mécanique du poteau

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement

$$\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$ Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$ Situation durable).

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa)

$$\checkmark \text{ Selon le BAEL 91 : } 0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau, telle que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

En fixant $\lambda = 35$ pour rester dans la compression centrée nous obtenons :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.7083$$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e A_s}{\gamma_s B} \right)}$$

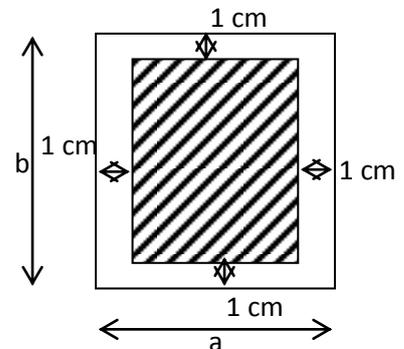


Figure.II.9. Section réduite du poteau

On peut ainsi obtenir la section réduite minimale du poteau :

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} = 1.2 \quad B_r \geq 0.055 \beta N_u \Rightarrow B_r \geq 0.066 \cdot N_u$$

❖ **Vérification selon RPA 99 version 2003:**

$$\left[\begin{array}{l} \min(a; b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

a; b : Dimension de la section.

h_e : Hauteur d'étage

b) Vérification de la section à l'ELS:

La vérification à l'ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta \cdot A_s} \leq 0,6 \cdot f_{c,28}$$

Avec :

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS

N_{ser} : Effort normal à l'ELS

B : Section de béton du poteau ($B = a \times b$)

A_s : Armature longitudinale ($A_s = 1\% B$)

η : Coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1.15 \times B} \leq 0,6 \cdot f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

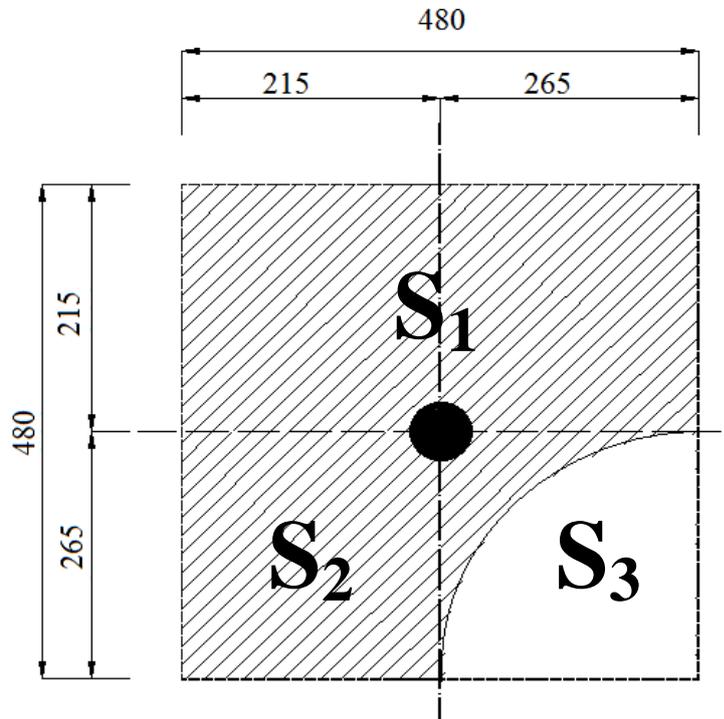
II.1.6.1. Pré dimensionnement des poteaux centraux supportant la coupole:

Figure.II.10.surface revenant à un poteau central

a) Le calcul des surfaces:

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right) = 4.8 \times 4.8 = 23.04 \text{ m}^2$$

On majore la surface de 10% pour prendre en compte le poids des éléments porteurs

(Poutres et poteaux) soit :

$$S = 26.84 \times 1.1 = 29.52 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 10.32 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 5.7 \text{ m}^2$$

$$s = r^2 \times 3.14 / 4 = 4.9$$

$$S_3 = 7.02 - 4.9 = 2.12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{coupole}} = 34.81 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{coupole}} / 4 = 8.7 \text{ m}^2$$

$$ST = 26.84 \text{ m}^2$$

$$S = 26.84 \times 1.1 = 29.52 \text{ m}^2$$

Tableau.II.6.Descente des charges pour les poteaux circulaires

Niveaux	G (kN)	Q (kN)
<u>RDC</u>		1x 26.84 =26.84
Poids de la coupole	23.25	
Poids propre de plancher cc	7.28 x 16.02 = 116.63	
Poids propre de plancher DP	7.85 x 2.12 = 16.64	
Poids de poutre P (30 x 45)	0,45 x 0,30 x 4.8 x25=16.2	
Poids de poutre S (30 x 45)	0,45 x 0,30 x 4,8 x 25 =16.2	
Poids de poutre de ceinture	$5x\frac{\pi}{4}x25x0.60x0,40 = 23.55$	
Total	212.47	26.84

b) Calcul de la section réduite du poteau circulaire RDC:

❖ **Le calcul de section à l'ELU:**

$$N_G = 212.47 \text{ KN}$$

$$N_Q = 26.84 \text{ KN}$$

$$N_u = 327.09 \text{ KN}$$

$$1,1N_u = 0.359 \text{ MN}$$

$$B_t \geq 0.066 \times 1,1N_u = 0,024 \text{ m}^2$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0,066 \cdot 1,1N_u}{\pi}} \Rightarrow D \geq 0,3 \cdot \sqrt{N_u} = 0,17 \text{ m}$$

On prendra :

$$D = 0,4 \text{ m}$$

❖ **Vérification de la section à l'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 212.47 + 26.84 = 239.31 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15 \times B} = \frac{239.31}{1,15 \times \frac{\pi \times 0,4^2}{4} \times 10^3} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 1.66 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on à :

➤ **pour les poteaux carrés:**

- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

➤ **Pour les poteaux circulaires:**

- ✓ $D \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ $D \geq h_e/15$
- A.N :
- ✓ $D = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $D = 40 \text{ cm} \geq 414/15 = 27.6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Vérification ou flambement:**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On à :

- ✓ $L_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux centrés
- ✓ $L_f = l_0$ pour les poteaux de rive, l_0 : c'est la hauteur de poteau
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f$: (pour les poteaux carrés)
- ✓ $\lambda = \frac{4 L_f}{D}$: (pour les poteaux circulaires)

A.N :

- ✓ $L_f = 0.7 \times 414 = 289.8 \text{ cm}$
- ✓ $\lambda = \frac{4 \times 289.8}{40} = 28.98 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$

Dans ce cas les conditions sont vérifiées.

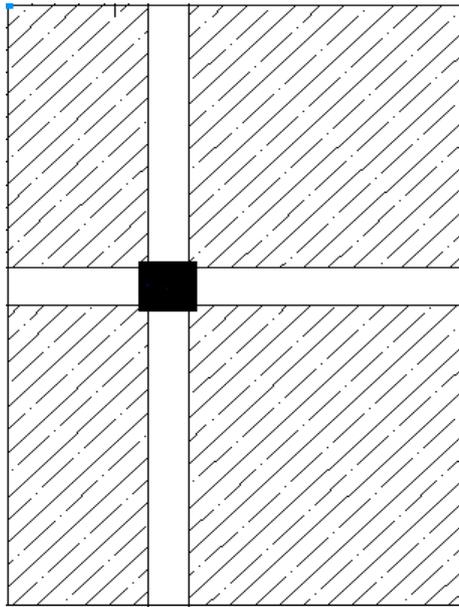
II.1.6.2. Pré-dimensionnement des poteaux carrés proche de rive:

Figure.II.11.poteaux proche de rive

Tableau.II.7.Descente des charges pour poteaux carrés proche de rive

Niveaux	G(KN)	Q (KN)
<u>RDC</u>		1 x 16.17 = 16.17
Poids propre de plancher	7.28 x 16.17 = 117.72	
Poids de poutre (30 x 45)	0,45 x 0,30 x 4.8 x 25 = 16.2	
Poids de poutre (30 x 45)	0,45 x 0,30 x 2,15 x 25 = 7.26	
Total	141.18	16.17

a) Calcul de la section réduite du poteau carré proche de rive(RDC):❖ **Le calcul de section à l'ELU:**

$$N_G = 141.18 \text{ KN}$$

$$N_Q = 16.17 \text{ KN}$$

$$N_u = 214.85 \text{ KN}$$

$$1,1N_u = 0.236 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1N_u = 0,016 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.15 \text{ m}$$

On prendre : $a = 0,40 \text{ m}$

❖ **Vérification de la section à l'ELS:**

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 157.35 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{157.35}{1.15 \times 0.40 \times 0.40 \times 10^3} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.86 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On adopte un poteau de (40x40)

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

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

$$\checkmark \text{ Min (b, h)} \geq h_e/20$$

$$\checkmark 1/4 < b/h < 4$$

Donc :

$$\checkmark \text{ Min (40,40)} = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark \text{ Min (40,40)} = 40 \text{ cm} \geq h_e/20 = 414/20 = 20.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark 1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification au flambement:**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a :

$$\checkmark L_f = 0.7 l_0 \text{ pour les poteaux centrés, } l_0 : \text{c'est la hauteur de poteau}$$

$$\checkmark L_f = l_0 \text{ pour les poteaux de rive}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f : (\text{pour les poteaux carrés})$$

A.N :

$$\checkmark L_f = 289.8 \text{ cm}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 289.8}{40} = 25.10 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Dans ce cas les conditions sont vérifiées.

II.1.6.3. Pré-dimensionnement des poteaux de rive circulaires:

$$S_{cc} = (2.45/2) \times 2.65 = 3.25 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 1.30 \times 2.65 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S_{total} = 6.7 \text{ m}^2$$

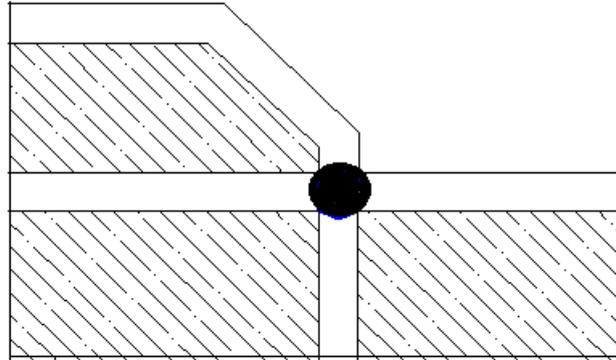


Figure.II.12.poteau de rive circulaire

Tableau.II.8.Descente des charges du poteau de rive circulaire

Niveaux	G (KN)	Q (KN)
RDC		
Poids propre de plancher cc	$6.54 \times 3.25 = 21.25$	$1 \times 6.7 = 6.7$
Poids propre de plancher DP	$7.85 \times 3.45 = 27.08$	
Poids de poutre P (30 x 45)	$0,45 \times 0,30 \times 2.65 \times 25 = 8.94$	
Poids d'acrotère	$2.65 \times 2.51 = 6.65$	
Total	63.92	6.7

a) Calcul de la section réduite du poteau de rive circulaire(RDC):**❖ Le calcul de section à l'ELU:**

$$N_G = 63.92 \text{ KN}$$

$$N_Q = 6.7 \text{ KN}$$

$$N_u = 96.34 \text{ KN}$$

$$1,1N_u = 0.105 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1N_u = 0,007 \text{ m}^2$$

$$D \geq \sqrt{\frac{4.0,066.1,1N_u}{\pi}} \Rightarrow D \geq 0,3 \cdot \sqrt{N_u} = 0,09 \text{ m} ;$$

On prendra :

$$D = 0,30 \text{ m}$$

❖ **Vérification de la section à l'ELS:**

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 63.92 + 6.7 = 70.62 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence} \quad \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} = contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} = \frac{70.62}{1,15 \times \frac{\pi \times 0,30^2}{4} \times 10^3} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.87 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On prend : $D = 30 \text{ cm}$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux circulaires).

$$\checkmark D \geq 30 \text{ cm}$$

$$\checkmark D \geq h_e/15$$

A.N :

$$\checkmark D = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark D = 30 \text{ cm} \geq 414/15 = 27.6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification au flambement:**

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a

$$\checkmark L_f = 0.7 l_0 \text{ pour les poteaux centrés, } l_0 : \text{c'est la hauteur de poteau}$$

$$\checkmark L_f = l_0 \text{ pour les poteaux de rive}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f : (\text{pour les poteaux carrés})$$

$$\checkmark \lambda = \frac{4 L_f}{D} : (\text{pour les poteaux circulaires})$$

A.N :

$$\checkmark L_f = 0.7 \times 414 = 289.8 \text{ cm}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{4 \times 289.8}{30} = 38.64 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Et dans ce cas les conditions sont vérifiées.

Tableau.II.9.Récapitulatif pour les sections poteaux

Type des poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (m ²)	a (cm)	MIN RPA (cm)	Le choix a (cm)	Obs
poteaux circulaires	212.47	26.84	327.09	0,024	40	30	40	vérifiée
Poteaux circulaires de rive	63.92	6.7	96.34	0.014	30	30	30	vérifier
poteaux carres	141.18	16.17	214.85	0.016	40	25	30	vérifier

II.2 .Le minaret:

II.2.1.Pré-dimensionnement des poutres:

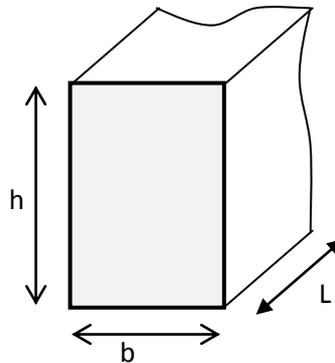


Figure.II.13.Dimensions de la poutre

a) **Poutre de longueur L_{max} = 1.95 m:**

❖ Vérification selon BAEL91 mod.99:

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

$$13 \leq h \leq 19.5 \text{ cm}$$

On prend : h= 35cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend :

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

$$\left(\frac{h}{L}\right) = \left(\frac{45}{195}\right) = 0.179 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0,06 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification selon le RPA99 Version 2003:**

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.16 < 4$ vérifiée

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

Pour les poutres porteuses la section est : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

Alors vu des charges et surcharges reprises par les poutres nous allons considérer une section $30 \times 35 \text{ cm}^2$ pour toutes les poutres de l'ouvrage.

b) **La poutre de ceinture:**

$$L = \pi \cdot D = 3.14 \times 2.4 = 7.54 \text{ m}$$

Avec :

L: périmètre

Remarque :

pour des raison pratique en fixe la section de la poutre ($b \times h$), (25×30) cm et on vérifiera la condition de non fragilité pour un élément qui travaille ou traction .

La section retenue doit vérifier : $A_s \text{ min} \geq B \times \frac{f_{ij}}{f_e}$

❖ **Vérification selon le RPA99 Version 2003:**

- ✓ $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} = 1.4 < 4$ vérifiée

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

Pour la poutre de la ceinture ; la section est : $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

II.2.2. Les escaliers:

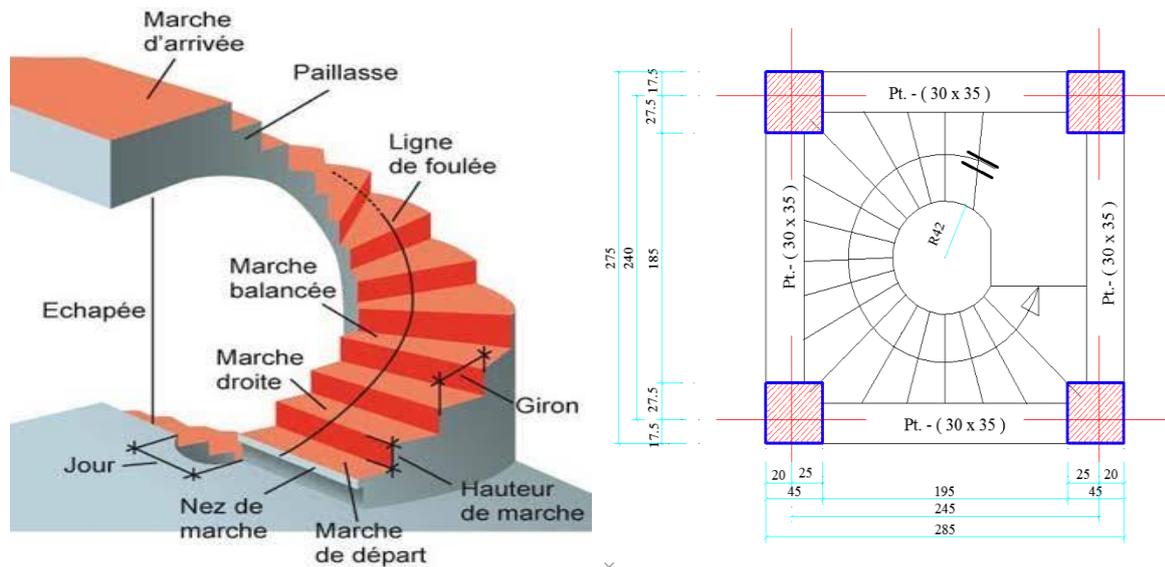


Figure.II.14.les escaliers balancé (à double quartier tournant)

II.2.2.1. Pré-dimensionnement des escaliers du minaret:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

❖ Volée 1:

a) La hauteur des contres marches [h]:

On a : $16.5 \leq h \leq 17.5$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$

b) Le girant (g):

On à : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 65 \text{ cm}$

$$60 - 34 \leq g \leq 65 - 34 \rightarrow 26 \leq g \leq 31$$

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

c) Le nombre des marche (n'):

On à : $L = g (n - 1)$

$$n = \frac{L}{g} + 1 \quad ; \quad n = \frac{230}{30} + 1 = 8.67$$

On prend :

$$n = 9$$

$$(n - 1) = 8$$

Avec :

L : la longueur de paillasse.

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre des marches.

d) La hauteur de paille:

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

e) L'inclinaison de la paille:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{230} = 0.665$$

$$\alpha = 33.63^\circ$$

f) La longueur de paille (Lp):

On a :

$$(L_{\text{paille}})^2 = H^2 + L^2 \quad L_{\text{paille}} = \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$L_{\text{paille}} = \sqrt{(153)^2 + (230)^2}$$

$$L_{\text{paille}} = 2.76 \text{ m}$$

g) La largeur de paille (lp):

$$L_p = 0.70 \text{ m}$$

Remarque : l'escalier du minaret n'est pas destiné à la circulation

h) L'épaisseur de paille (e):

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{LT}{30} \leq e' \leq \frac{LT}{20} \end{array} \right.$$

A.N :

$$\frac{276}{30} \leq e' \leq \frac{276}{20}$$

$$9.2 \leq e' \leq 13.8$$

On prend : $e' = 15 \text{ cm}$

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Donc :

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

❖ Volée (2) :**a) La hauteur des contres marches [h]:**

$$\text{On à : } 16.5 \leq h \leq 17.5$$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$

b) Le girant (g):

On à:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 60 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 - 34 \leq g \leq 65 - 34 \quad \rightarrow \quad 26 \leq g \leq 31$$

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

c) Le nombre des marche (n'):

On a:

$$L = g (n - 1)$$

$$n = \frac{L}{g} + 1 \quad , \quad n = \frac{230}{30} + 1 = 8.67$$

On prend :

$$n = 9 \quad ; \quad (n - 1) = 8$$

Avec :

L : la longueur de paille.

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre des marches.

d) La hauteur de paille:

$$H = n \times h \quad 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

e) L'inclinaison de la paille:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{230} = 0.665$$

$$\alpha = 33.63^\circ$$

f) La longueur de paille(Lp) :

On à :

$$(L_{\text{paille}})^2 = H^2 + L^2 \quad L_{\text{paille}} = \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$L_{\text{paille}} = \sqrt{(153)^2 + (230)^2}$$

$$L_{\text{paille}} = 2.76 \text{ m}$$

g) La largeur de paille (lp):

$$L_p = 0.7 \text{ m}$$

h) L'épaisseur de paille (e):

$$\left[\begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{LT}{30} \leq e' \leq \frac{LT}{20} \end{array} \right.$$

A.N :

$$\frac{276}{30} \leq e' \leq \frac{276}{20} \quad 9.2 \leq e' \leq 13.8$$

On prend :

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

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Donc :

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

❖ volée (03):a) Le nombre des marche (n'):

On à:

$$L = g (n - 1)$$

$$n = \frac{L}{g} + 1$$

$$n = \frac{159}{30} + 1 = 6.3$$

On prend :

$$n = 7$$

$$(n - 1) = 6$$

Avec :

L : la longueur de paillasse.

n : nombre de contre marche.

(n - 1) : nombre des marches.

b) La hauteur de paillasse:

$$H = n \times h = 7 \times 17 = 119 \text{ cm}$$

c) L'inclinaison de la paillasse:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{119}{159} = 0.75$$

$$\alpha = 36.87^\circ$$

d) La longueur de paillasse (Lp):

On a :

$$(L_{\text{paillasse}})^2 = H^2 + L^2 \quad L_{\text{paillasse}} = \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(119)^2 + (159)^2}$$

$$L_{\text{paillasse}} = 1.98 \text{ m}$$

e) La largeur de paillasse (lp):

$$L_p = 0.7 \text{ m}$$

f) La longueur totale:

LT = longueur total

LT = L paillasse + L palier

$$LT = 198 + 71 = 270 \text{ cm}$$

g) L'épaisseur de paille (e):

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max (10 \text{ cm} ; e') \\ \frac{LT}{30} \leq e' \leq \frac{LT}{20} \end{array} \right.$$

A.N :

$$\frac{270}{30} \leq e' \leq \frac{270}{20} \text{ cm} \leq e' \leq 13.5 \text{ cm}$$

On prend :

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

$$e = \max (10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

Donc :

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

II.2.3. Évaluation des charges:

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ✓ Le poids propre de l'élément.
- ✓ La charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ Les éléments secondaires (escalier, acrotère ...).

a) Les escalier:

Tableau.II.10.Évaluation des charges pour les escaliers (Paliers)

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	2	0.44
Lit de sable	0.03	1	0.54
Mortier de pose	0.02	2	0.40
Poids propre du palier	0.15	2	3.75
Enduit ciment	0.02	1	0.36
G			5.49
Q			2.5

Tableau.II.11.Évaluation des charges pour les escaliers (Paillasse)

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	2	0.44
Lit de sable	0.03	1	0.54
Mortier de pose	0.02	2	0.40
Poids propre de la	0.15 / cos α	2	4.5
Poids des marches	0.17 / 2	2	2.125
Enduit ciment	0.02	1	0.36
G			8.37
Q			2.5

II.2.4. Pré dimensionnement de la coupole du minaret (couplette):

Selon le fascicule 74 : pour les coupoles

L'épaisseur de coupole est au moins de : $e_p \geq 8\text{cm}$.

La flèche de coupole est supérieure à : $f \geq \frac{D}{10}$

Donc : Notre structure est constituée d'une coupole sphérique ($R = 1.2\text{ m}$) en béton armé avec épaisseur de 10 cm.

II.2.4.1. Poids de la coupole:

❖ La surface de la coupole:

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f$$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f}; r = f = 1.2$$

$$R = \frac{1.2^2 + 1.2^2}{2 \times 1.2} = 1.2\text{ m}$$

$$S = 2 \times 3.14 \times 1.2 \times 1.2 = 9.04\text{ m}^2$$

$$p = 25 \times 0.1 = 2.5\text{ KN}$$

$$P_{\text{coupole}} = p \times S$$

$$P_{\text{coupole}} = 2.5 \times 9.04 = 22.6\text{ KN}$$

$$P_T = P_{\text{coupole}} + P_{\text{étanchéité}} + P_{\text{entretien}}$$

$$P_T = 22.6 + 5 + 1 = 28.6\text{ KN}$$

$$\frac{P_T}{4} = 7.15\text{ KN}$$

S : la surface de la coupole.
 f : la hauteur de la coupole.
 R : le rayon de sphère .
 r : le rayon de la coupole.
 p : le poids d'unité de surface.
 P_{coupole} : le poids de coupole.
 P_{étanchéité} : le poids d'étanchéité.
 P_{entretien} : charge d'entretien
 P_T : le poids totale de la coupole.

❖ **La surface de la dalle pleine:**

$$S_{DP} = S_t - S_{\text{cercle}}$$

$$S_t = 2.30 \times 2.30 = 5.29 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{4} = 1.32 \text{ m}^2$$

$$\text{On à : } S_{\text{cercle}} = r^2 \times \pi = 4.52 \text{ m}^2 \quad \text{donc : } \frac{S_{\text{cercle}}}{4} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 1.32 - 1.13 = 0.19 \text{ m}^2$$

❖ **Poids propre de l'escalier :**

$$P_{\text{palier}} : (1.15 \times 0.71) \times 5.49 = 4.5 \text{ KN}$$

$$P_{\text{pallasse}} : (0.44 \times 0.71) \times 8.37 = 2.59 \text{ KN}$$

$$P_{\text{escalier}} : 7.09 \text{ KN}$$

II.2.5. Pré-dimensionnement des poteaux:

Tableau.II.12.Descente des charges pour les poteaux d'angle (carrés)

Niveaux	G(KN)	Q (KN)
<u>3^{eme} étage</u>		1 x 2.26 = 2.26
Poids de coupole	28.6 / 4 = 7.15	Q = 2,26
Poids de poutre de ceinture	0,35 x 0,25 x $\frac{\pi}{4}$ x 2,4 x 25 = 4.12	
Poids propre dalle plein	0.19 x 7.85 = 1.5	
Poids de poutre p (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,975 x 25 = 2,56	
Poids de poutre s (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,925 x 25 = 2,42	
	G = 17.75	
Total	17,75	2,26
<u>2^{eme} étage</u>		
Poids de poutre p (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,975 x 25 = 2,56	(3.5 + 2.5) x 1 = 6
Poids de poutre s (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,925 x 25 = 2,42	
Poids des poteaux	0,3 x 0,3 x 1,95 x 25 = 4.39	
Poids des murs	(0,975 + 0,925) x 1,95 x 2,81 x 4 = 10.41	
Poids d'escalier	7.09	
Poids propre de console	2.24 x 5.21 = 11.67	
	G = 38.54	Q = 6
Total	56.29	8.26

<u>1^{er} étage</u>		2.5 x 1 = 2.5
Poids de poutre p (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,975 x 25=2,56	
Poids de poutre s (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,925 x 25=2,42	
Poids des poteaux	0,3 x 0,3 x 2,71 x 25=6,1	
Poids des murs	(0,975 + 0.925) x 2.71 x 2,81=14,47	Q= 2,5
Poids d'escalier	7.09	
	G= 32.64	
Total	88.93	10.76
<u>RDC</u>		2.5 x 1 = 2.5
Poids de poutre p (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,975 x 25= 2,56	
Poids de poutre s (30 x 35)	0,30 x 0,35 x 0,925 x 25=2,42	
Poids des poteaux	0,3 x 0,3 x 2,71 x 25 = 6,1	
Poids des murs	(0,975 + 0.925) x 2.71 x 2,8 = 14,47	
Poids d'escalier	7.09	
	G= 32.64	Q=2,5
Total	121.57	13.26

II.2.5.1. Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 3^{eme} étage):

$$N_G = 17.75 \text{ KN}$$

$$N_Q = 2.26 \text{ KN}$$

$$N_u = 27.35 \text{ KN}$$

$$1,1N_u = 0,03 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1N_u = 0,002 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.065 \text{ m}$$

On prendre

$$a = 0,35 \text{ m}$$

a) Vérification de la section à l'ELS:

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 20.01 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence} \quad \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} = contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{20.01}{1.15 \times 0.35 \times 0.35 \times 10^3} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.14 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

Donc :

- ✓ $\text{Min} (35,35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $\text{Min} (35,35) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 195/20 = 9.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Vérification ou flambement :

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a :

- ✓ $L_f = 0.7 l_0$ avec l_0 : c'est la hauteur de poteau tel que :
- ✓ $L_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux centrés
- ✓ $L_f = l_0$ pour les poteaux de rive
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f$ (pour les poteaux carrés)

A.N :

- ✓ $L_f = 1.95 \text{ cm}$
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 195}{35} = 19.30 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$

Et dans ce cas les conditions sont vérifiées.

Donc le choix de la section est : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.5.2. Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 2ème étage):

$$N_G = 56.29 \text{ KN}$$

$$N_Q = 8.26 \text{ KN}$$

$$N_u = 88.38 \text{ KN}$$

$$1,1N_u = 0.097 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1N_u = 0,0064 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.1 \text{ m}$$

On prend :

$$a = 0,35 \text{ m}$$

a) Vérification de la section à l'ELS:

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 64.55 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence} \quad \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} = contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{64.55}{1.15 \times 0.35 \times 0.35 \times 10^3} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.46 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

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

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$\checkmark 1/4 < b/h < 4$$

Donc :

$$\checkmark \text{ Min } (35, 35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark \text{ Min } (35, 35) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 271/20 = 13.55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark 1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification ou flambement :

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a :

✓ $L_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux centrés, l_0 : c'est la hauteur de poteau

✓ $L_f = l_0$ pour les poteaux de rive

✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f$ (pour les poteaux carrés)

A.N :

✓ $L_f = 271 \text{ cm}$

✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 271}{35} = 26.82 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$

Et dans ce cas les conditions sont vérifiées

Donc le choix de la section est : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.5.3. Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de 1^{er} étage):

$$N_G = 88.93 \text{ KN}$$

$$N_Q = 10.76 \text{ KN}$$

$$N_u = 136.2 \text{ KN}$$

$$1,1 N_u = 150,15 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1 N_u = 0,0099 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égal à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.12 \text{ m}$$

On prend : $a = 0.35 \text{ m}$

a) Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 99.7 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} = contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{99.7}{1.15 \times 0.35 \times 0.35 \times 10^3} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.71 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

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

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$\checkmark 1/4 < b/h < 4$$

Donc :

$$\checkmark \text{ Min } (35,35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark \text{ Min } (35,35) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 271/20 = 13.55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark 1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification ou flambement:

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a :

$$\checkmark L_f = 0.7 l_0 \text{ pour les poteaux centrés , } l_0 : \text{c'est la hauteur de poteau}$$

$$\checkmark L_f = l_0 \text{ pour les poteaux de rive}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f : (\text{pour les poteaux carrés})$$

A.N :

$$\checkmark L_f = 271 \text{ cm}$$

$$\checkmark \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 271}{35} = 26.82 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Et dans ce cas les conditions sont vérifiées.

Donc le choix de la section est : (35x35) cm²

II.2.5.4. Calcul de la section réduite du poteau carré (étude de RDC étage):

$$N_G = 121.57 \text{ KN}$$

$$N_Q = 13.26 \text{ KN}$$

$$N_u = 184.01 \text{ KN}$$

$$1,1 N_u = 0,202 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0.066 \times 1,1 N_u = 0,013 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.13 \text{ m}$$

On prendre :

$$a = 0,35 \text{ m}$$

a) Vérification de la section à l'ELS:

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 134.83 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

σ_{ser} = contrainte de compression à l'ELS

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{134.83}{1.15 \times 0.35 \times 0.35 \times 10^3} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = 0.95 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

Donc :

- ✓ $\text{Min} (35, 35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $\text{Min} (35, 35) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 271/20 = 13.55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Vérification ou flambement :

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On a :

- ✓ $L_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux centrés , l_0 : c'est la hauteur de poteau
- ✓ $L_f = l_0$ pour les poteaux de rive
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f$: (pour les poteaux carrés)

A.N :

- ✓ $L_f = 379 \text{ cm}$
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12 \times 379}}{35} = 37.51 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$

Et dans ce cas les conditions sont vérifiées

Donc le choix de la section est : (35x35) cm²

Tableau.II.13.Récapitulatif pour les poteaux d'angle (Minaret) de chaque niveau

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (m ²)	A (cm)	MIN RPA	Choix de section (cm ²)	obs
3	17,75	2,26	27.35	0.002	35	25x25	40x40	vérifier
2	56.29	8.26	88.38	0.0064	35		40x40	vérifier
1	88.93	10.76	136.2	0.0099	35		40x40	Vérifier
RDC	121.57	13.26	184.01	0.013	35		40x40	vérifier

III.1.Etude de l'acrotère:

III.1.1 .Introduction:

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1.2.Acrotère terrasse inaccessible:

III.1.2.1.Définition:

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 kN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

III.1.2.2.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère:

✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(60 \times 12) + (9 \times 15) + \left(\frac{15 \times 3}{2} \right) \right] = 877.5 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.087 \text{ m}^2$$

✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.087 = 2.175 \text{ kN/ml}$$

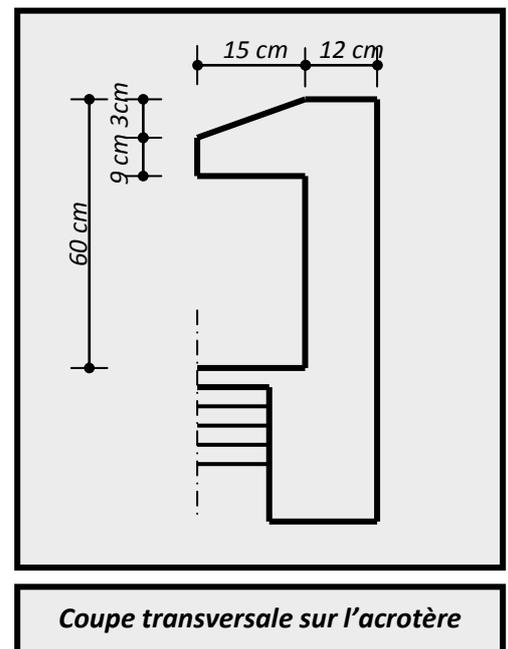
✓ Revêtement en ciment (e = 2cm) :

$$G = 18 \times 2(60 + 15 + 15.30 + 9 + 12 + 48) = 0.58 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.175 + 0.58 = 2.76 \text{ kN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ kN/ml}$$



L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

C_p : facteur de force horizontale = 0.8 Dans le tableau (6.1.P43.RPA 99)

W_p : Poids propre de l'acrotère = 2.76 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone A = 0.20 Dans le tableau (4.1.RPA 99)

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 2.76 \times 0.20 = 1.77 \text{ kN/ml}$

On a $F_p > 1.5Q = 1.5$ donc on prend F_p comme charge horizontale au lieu de main courante.

Charge permanente : $G = 2.76 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.77 \text{ kN/ml}$

III.1.2.3. Calcul des moments:

$$N_u = 1.35 \times G = 3.73 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.60 \text{ kN. m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2.76 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1.66 \text{ kN. m/ml}$$

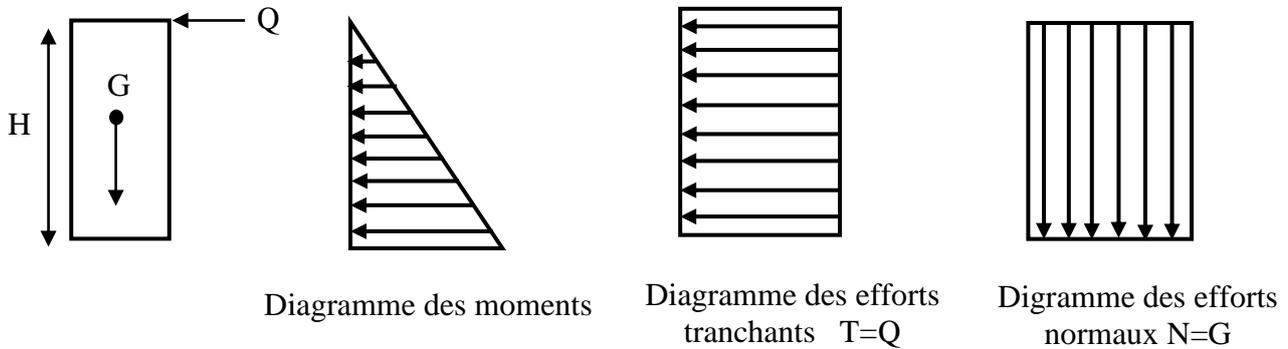


Figure.III.1.Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

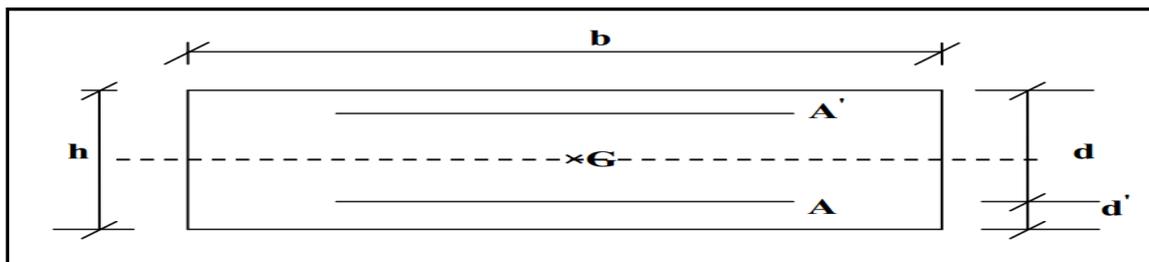


Figure.III.2.Section de calcul d'acrotère

Avec :

h : Epaisseur de la section : 12 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 1.5 cm

$d = 0.9h$: Hauteur utile = 10.8 cm

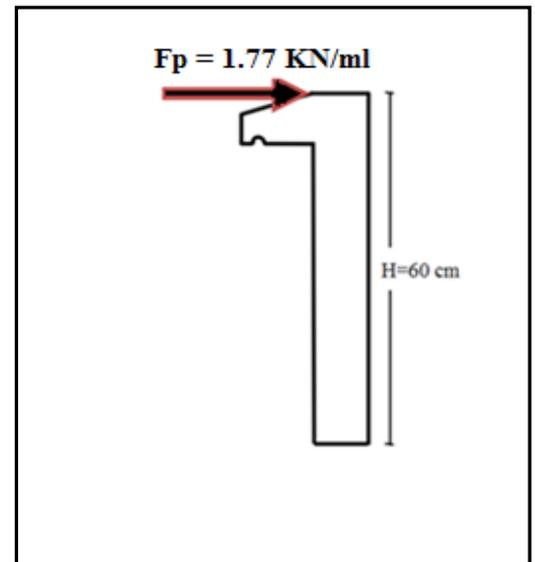


Figure.III.3.Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible

III.1.3.ferrailage:

III.1.3.1.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU:

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section $b = 100$ cm et $d = 0.9h = 10.8$ cm.

a) Calcul de l'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.60}{3.73} = 42.90 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6] \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.37 \text{ kN. m/ml}$$

b) Moment réduit (μ_u):

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.010$$

✓ Calcul de μ_1 :

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \text{ ‰}$$

$$D'où : \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.391 \quad (\text{Tableau BAEL 91 art 2.1.3})$$

$$\mu_{bu} = 0.010 < \mu_1 = 0.391$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

Calcul des armatures tendues AS :

$$\mu_{bu} = 0.010 < 0.275 \quad (\text{D'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z})$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \cdot \sigma_s} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad A_s = 0.48 \text{ m}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.263 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2. Vérification à ELU:

❖ Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } A_{\min} \geq A_s = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec espacement de 20 cm.

❖ **Calcul des armatures de répartition:**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20cm.

❖ **Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) BAEL91/99:**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 2.66\text{kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{2660}{100 \times 10.8} = 0.024 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc pas besoin d'armatures transversales

❖ **Vérification de Contrainte d'adhérence:**

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc:

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 125.66 \text{ mm.}$$

D'où $\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

III.1.3.3. Vérification à L'ELS:

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.98 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$: il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

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

D'où $C = -21.48 \text{ cm}$

$$y_{ser} = C + y_2$$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b} (C - C') + \frac{90A_2}{b} (d - C) = -1436.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b} (C - C')^2 - \frac{90A_2}{b} (d - C)^2 = 17057.22 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1.81 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 43.76 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 2.52 \text{ rad}$$

Donc : $y_{2,1} = 29.21 \text{ cm}$

$$y_{2,2} = -42.81 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 13.53 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 29.21 - 21.48 = 4.13 < 10.8$$

D'où $y_2 = 29.21 \text{ cm}$

Et $y_{ser} = 7.73 \text{ cm}$

❖ Calcul de moment d'inertie:

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 5910.92 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée

❖ Conclusion:

On prend comme valeur de section des armatures inférieure ($A_2 = 3.14 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratiques et car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieure ($A_1 = 3.14 \text{ cm}^2$).

III.1.3.4. Vérification des espacements des barres :

a) Armature longitudinales:

$$S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h: \text{ hauteur de la section} = 15 \text{ cm}$$

b) Armature répartitions:

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.1.4.Schéma de ferrailage :

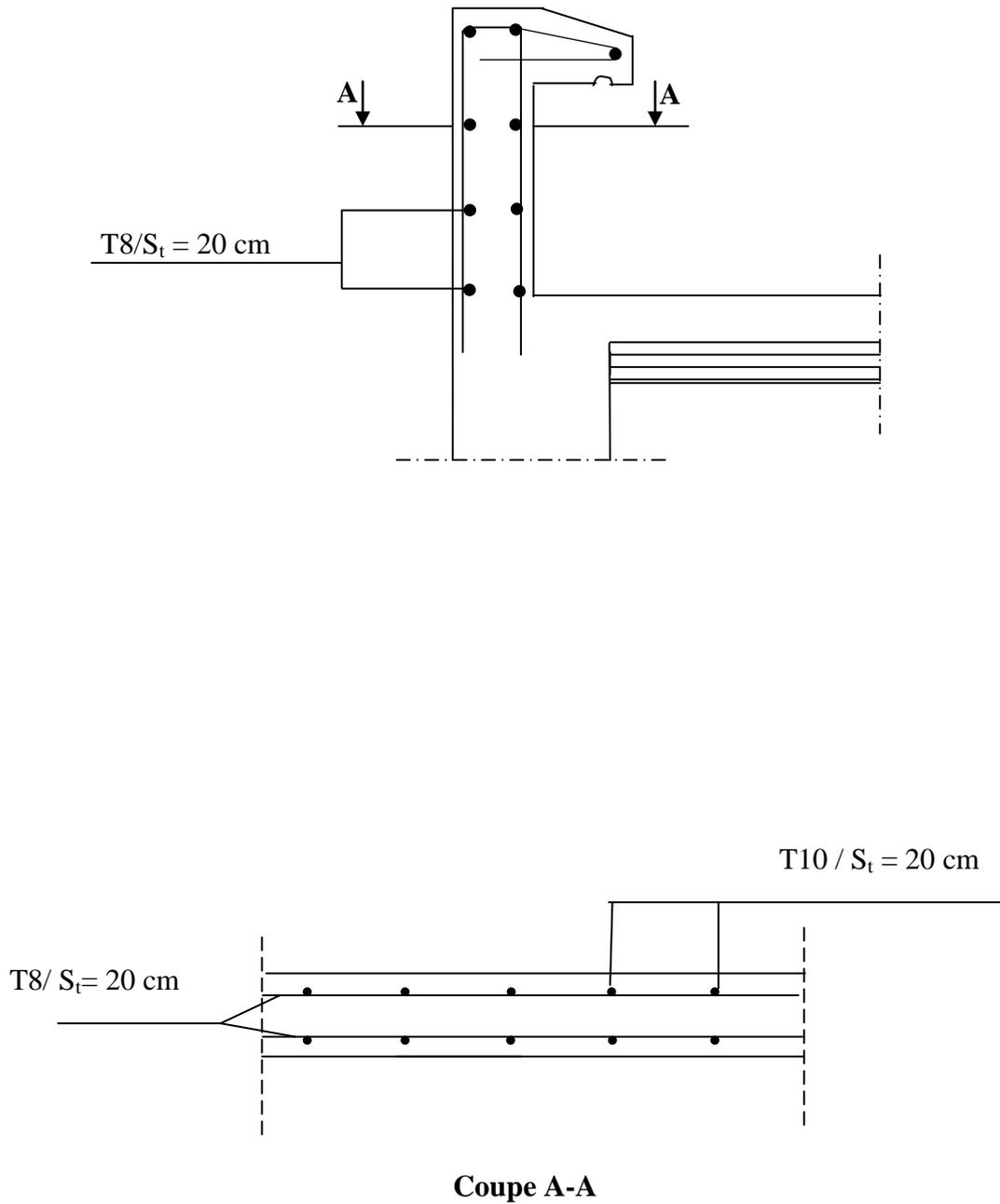


Figure.III.4.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude du balcon (non accessible):

Le balcon est assimilé à un consol en béton encastré à son extrémité dans la poutre donc le calcul ce fait a la flexion simple.

III.2.1. Evaluation des charges (DTR B.C.2.2):

Le balcon est un consol inaccessible on fait le calcul pour 1 mètre linéaire donc :
On prend :

❖ **Actions permanentes:**

- Pour une bande de 1m : $G = 7.83 \text{ kN/m}^2$
- Charges de l'acrotère : $G_2 = 2.76 \text{ kN/m}$

❖ **Actions d'exploitations:**

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ **Combinaison d'actions:**a) **L'état limite ultime (ELU):**

- ✓ La charge répartie : $q_u = 1,35x G + 1,5x Q = 12.07 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge concentré : $p_u = 1.35 G_2 = 1.35 (2.76) = 3.73 \text{ KN}$
- ✓ La charge due à la main courante : $1.5 \text{ m} = 1.5 \text{ KN.m}$

b) **L'état limite de service (ELS) :**

- ✓ La charge répartie : $q_{ser} = G + Q = 8.83 \text{ kN/ml}$
- ✓ La charge concentré : $p_s = 2.76 \text{ KN}$

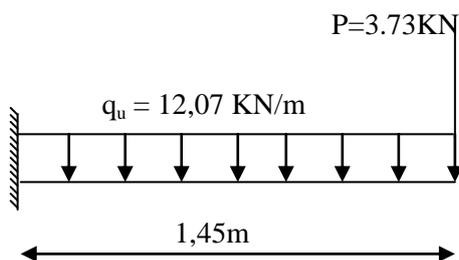
c) **Schéma statique:**

Schéma statique (ELU)

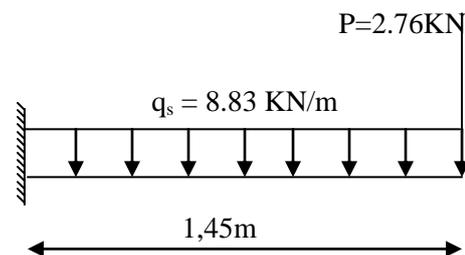


Schéma statique (ELS)

d) Moment d'encastrement:

On a la portée libre de balcon est de 1.45 m, donc :

✓ **ELU:**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l = 12.69 + 5.41 = 18.10 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + p_s l = 13.29 \text{ kN.m}$$

e) les efforts tranchant:

✓ **ELU:**

$$V_u = q_u l + p_u = 12.07 \times 1.45 + 3.73 = 21.23 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS:**

$$V_s = q_s l + p_s = 8.83 \times 1.45 + 2.76 = 15.56 \text{ kN.m}$$

III.2.2.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU:

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 1.00 \text{ m} ; h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.135 \text{ m} ; d' = c' = 1.5 \text{ cm.}$$

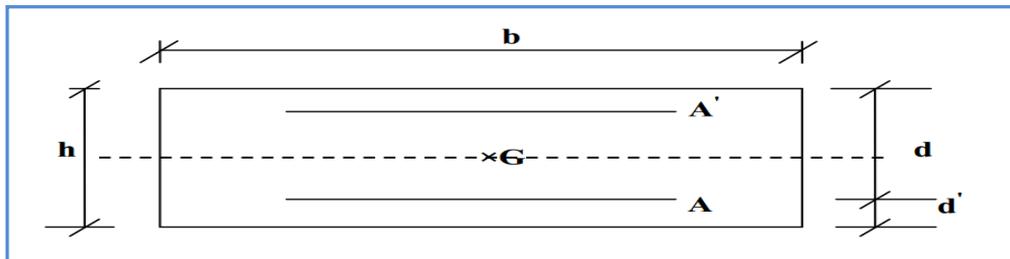


Figure.III.5.Section de calcul de balcon

III.2.2.1.Moments ultime réduit:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.070 < \mu_l = 0.391 ; A_s' = 0$$

Pour Fe400 $\mu_l = 0.310$ d'après le (Tableau BAEL 91 art 2.1.3)

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

III.2.2.2.Section d'armature:

$\mu_{bu} = 0,070 < 0,275$ d'après le (BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.074)] = 129.33 \text{ mm} = 0.129 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$

III.2.2.3. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99 :

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5 \times \text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm

III.2.3. Calcul des armatures de répartition:

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc on = adopte $A_{\text{adopt}} 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

II.2.4. Vérification des espacements des barres :✓ **Armature longitudinales:**

$$S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armature répartition:**

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

II.2.5. Vérification à l'ELU:**III.2.5.1. Contrainte de cisaillement (BAEL, Art A.5.1.2):**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Et :

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

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l = 21.23 \text{ kN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{21230}{1000 \times 135} = 0.16 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

III.2.5.2. Contrainte d'adhérence (Art A 6.1.3 BAEL/91):

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

On a :
$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 188.4$ mm.

D'où $\tau_u = 0.93$ MPa < $\bar{\tau}_{su} = 3.15$ MPa condition vérifié

III.2.6. Vérification à l'ELS:

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

➤ **Dans le béton on doit vérifier:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad , \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa}$$

a) **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 9781.9 \text{ cm}^4$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 5.40$ MPa < $\bar{\sigma}_{bc} = 21$ MPa condition vérifié

b) **Dans l'acier on doit vérifier:**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 193.4$ < $\bar{\sigma}_{st} = 201.63$ MPa condition vérifié

III.2.7.Vérification de la flèche:

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

$$3) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

AN :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.18 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0,11 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{10.75}{10.75} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.2.8.Schéma de Ferrailage:

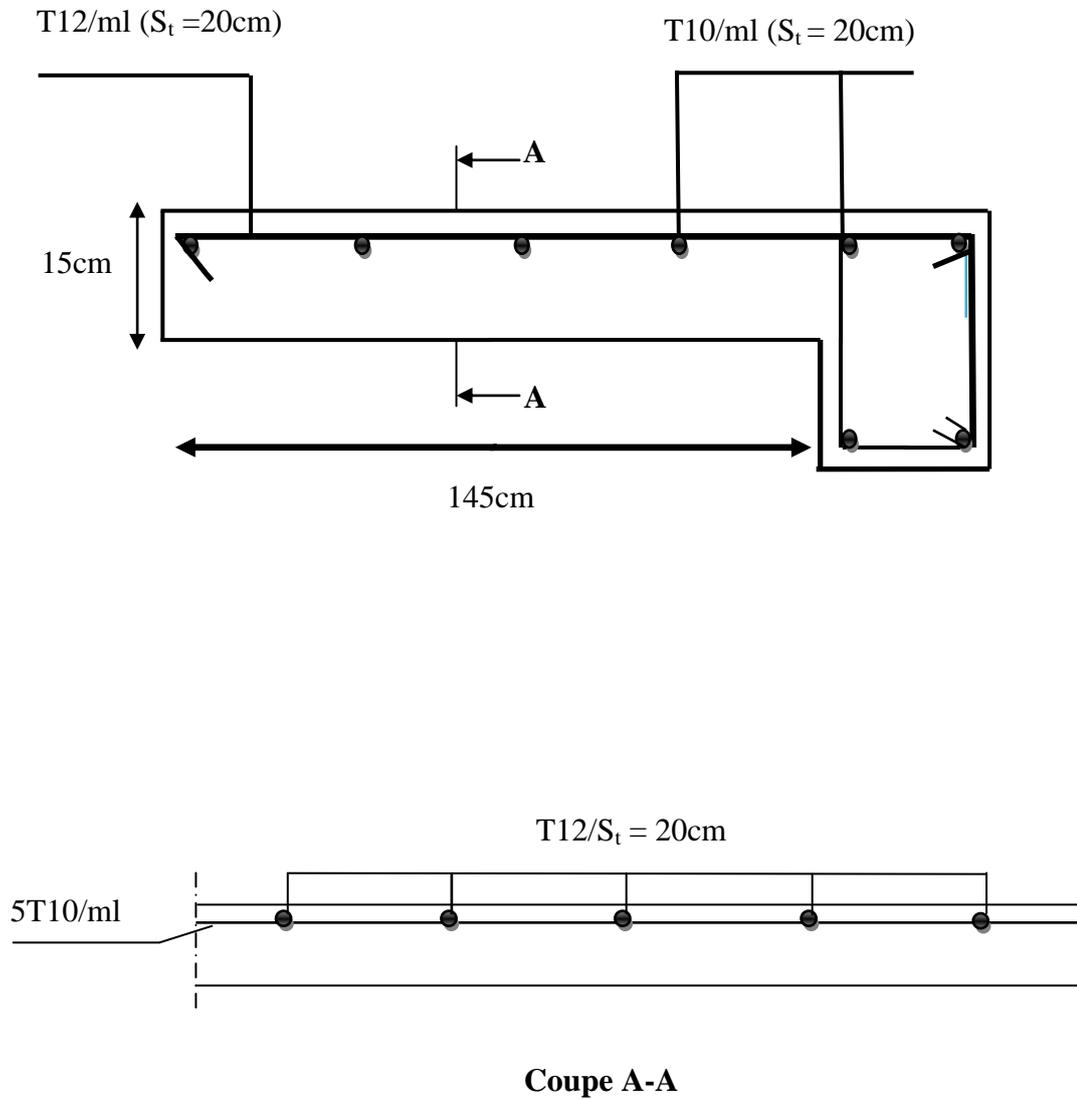


Figure.III.6.Schéma de ferrailage du balcon.

III.3. Etude des planchers en corps creux:

III.3.1. Pré dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens ont des portées égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.3.1.1. Les types des poutrelles:

- ✓ Emplacement des poutrelles:

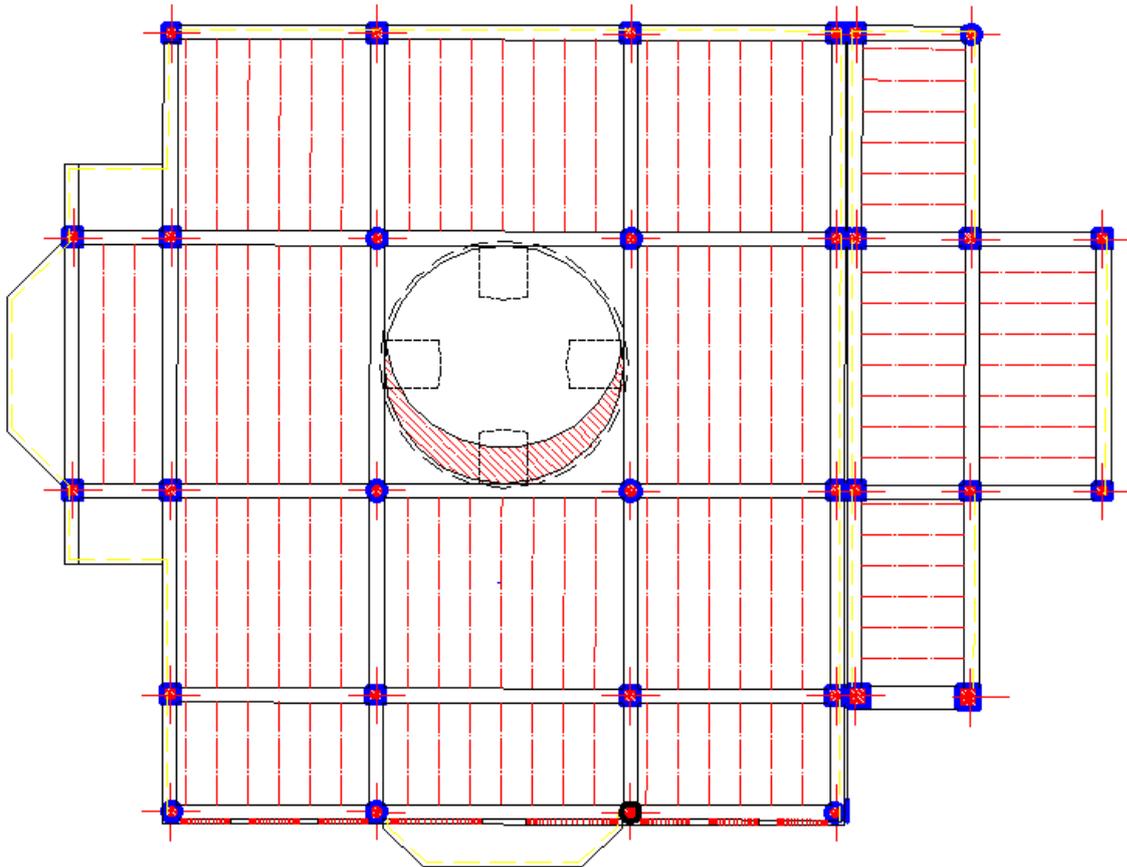
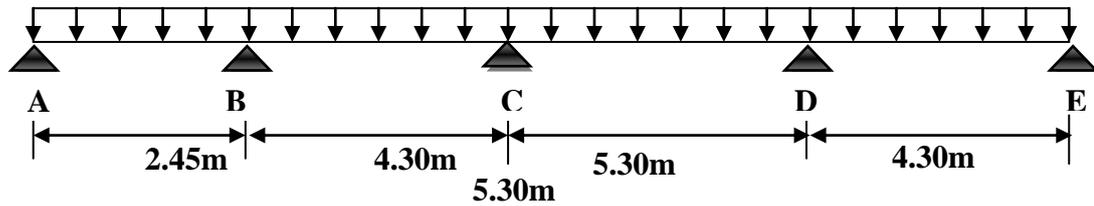


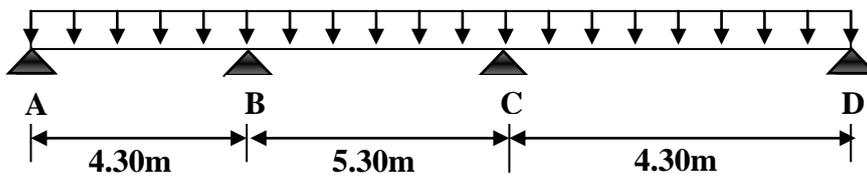
Figure.III.7. disposition des poutrelles

Notre ouvrage comporte 4 types des poutrelles pour tous les niveaux

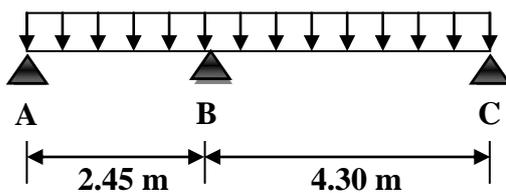
- ✓ Poutrelles à quatre travées :



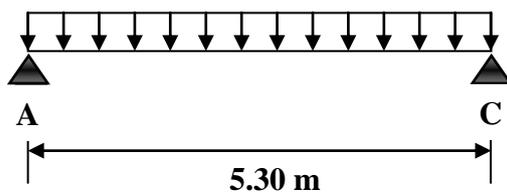
- ✓ Poutrelles à trois travées :



- ✓ Poutrelles à deux travées :



- ✓ Poutrelle a une seul travée:



III.3.1.2.Calcul des poutrelles:

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

A). Avant coulage:

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

Tableau.III.1.Charges et surcharges de la poutrelle.

Charge Permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.13 \times 0.04 = 0.13 \text{KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.65 = 0.6175 \text{KN/m}$
	Total	0.75KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	$1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/m}$

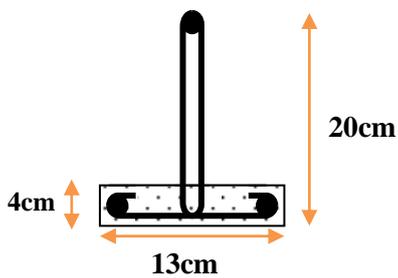


Figure.III.8.Poutrelle préfabriquée.

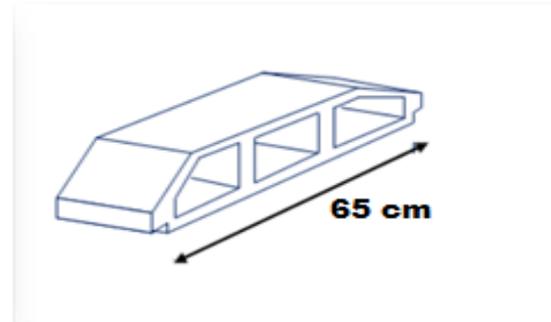


Figure.III.9.Corps creux.

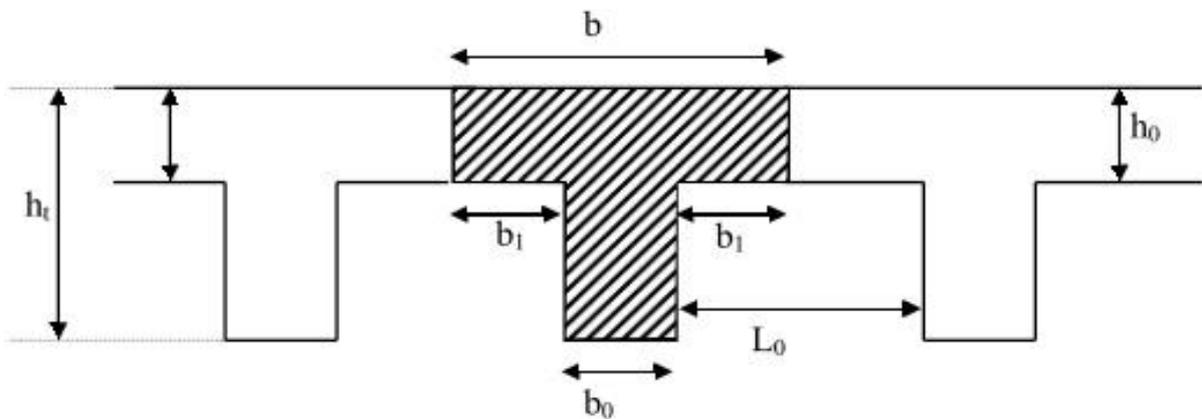


Figure.III.10.Les différentes dimensions du plancher

1) combinaison d'action:

❖ A'ELU:

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0,75 + 1.5 \times 0.65$$

$$q_u = 1.99 \text{ KN/m}$$

❖ A'ELS:

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 0.75 + 0.65$$

$$q_{ser} = 1.4 \text{ KN/m}$$

2) **Sollicitations de calcul :**

$$L_y = 5.30 \text{ m}$$

Tableau.III.2.Combinaison des charges de la poutrelle.

	ELU	ELS
$M = ql^2/8$	6.98	4.92
$T = ql/2$	5.27	3.71

III.3.1.3.Calcul de ferrailage:

La poutrelle travaille en flexion simple.

❖ **A'ELU :**

$$b = 13 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 3.6 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{6.98 \times 10^6}{130 \times 36^2 \times 14.2} = 2.92$$

$$\mu_l = 0.392$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

Remarque:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaielements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

B). Après coulage:

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=13 \text{ cm}$, $h=24 \text{ cm}$

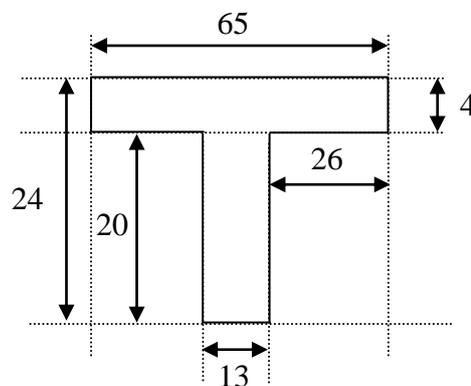


Figure.III.11.La section en T de la poutrelle.

1) Evaluation des charges et surcharges:

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible.

Donc on prend : $G=7.28 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

❖ **A'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

❖ **A'ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.60$$

Tableau.III.3. Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	$g=0.60G$	$q=0.60Q$	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Terrasse inaccessible	7.28	1	4.37	0.60	6.80	4.97

III.3.2. présentation de la méthode de calcul:

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.3.2.1.Méthode forfaitaire:❖ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w , M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

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

1. $M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.
4. $M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.

$M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

❖ **Condition d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- ✓ $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- ✓ Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$
- ✓ Fissuration préjudiciable.

Remarque:

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

III.3.2.2.Méthode de Caquot:

❖ **Domaine d'application:**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

❖ **Application de la méthode :**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).
- La longueur réduite de chaque travée L' :

- Pour les travées de rive sans porte à faux. $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$
- Pour les travées intermédiaires. $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$

❖ **Règle des moments:**

- ✓ Moment en appuis :

$$M_A = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

- ✓ Moment en travée :

$$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$$

- ✓ Efforts tranchants sur travée :

$$\begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

- ✓ Position ou l'effort tranchant est nul :

$$x_0 = -\frac{V_w}{q}$$

III.3.3.Calcul des poutrelles:**III.3.3.1.Type des poutrelles:**

Notre ouvrage comporte 4 types des poutrelles.

Type 01 : (Poutrelle à 4 travées)

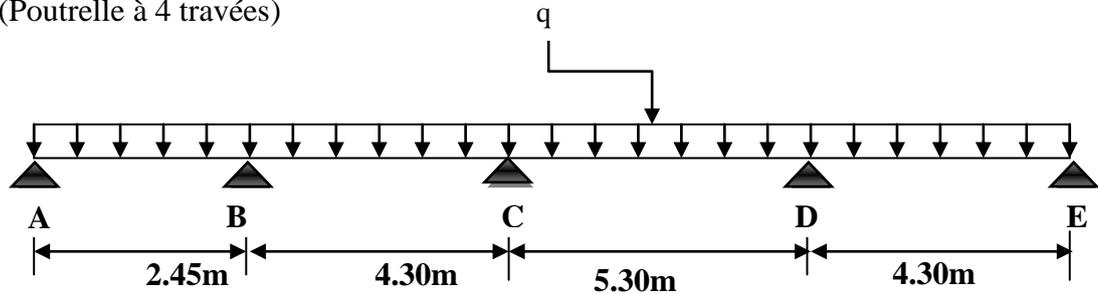


Figure.III.12.Schéma statique de poutrelle type 1

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

✓ **Condition 1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 7.28 = 14.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \{14.56, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

✓ **Condition 2:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

⇒ (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 3:**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{2.45}{4.30} = 0.57 \leq 1.25$$

⇒ (Condition non vérifiée)

✓ **Condition 4:**

La fissuration est préjudiciable ⇒ (Condition non vérifiée)

Conclusion:

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on applique la méthode de Caquot

❖ Calcule le moment en appuie:

- Appuie A:

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

- Appuie B:

$$M_B = - \frac{6.82 \cdot 2.45^3 + 6.82 \cdot 3.44^3}{8.5(2.45 + 3.44)} \quad \rightarrow \quad M_B = -7.53 \text{ KN.m.}$$

- Appuie C:

$$M_C = - \frac{6.82 \cdot 3.44^3 + 6.82 \cdot 4.24^3}{8.5(3.44 + 4.24)} \quad \rightarrow \quad M_C = -12.18 \text{ KN.m.}$$

- Appuie D :

$$M_D = - \frac{6.82 \cdot 4.24^3 + 6.82 \cdot 4.30^3}{8.5(4.24 + 4.30)} \quad \rightarrow \quad M_D = -14.59 \text{ KN.m.}$$

- Appuie E :

$$M_E = 0 \text{ KN.m.}$$

❖ Calcul l'effort tranchant à L'ELU:

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-7.53)}{2.45} - \frac{6.80 \cdot 2.45}{2} \quad \rightarrow \quad V_W = -5.25 \text{ KN}$$

$$V_E = -5.25 + (6.82 \cdot 2.45) \quad \rightarrow \quad V_E = 11.4 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$V_W = \frac{-7.53 - (-12.18)}{4.30} - \frac{6.80 \cdot 4.30}{2} \quad \rightarrow \quad V_W = -13.54 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.54 + (6.80 \cdot 4.30) \quad \rightarrow \quad V_E = 15.7 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_W = -17.56 \text{ KN}$$

$$V_E = 18.48 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = -18.01 \text{ KN}$$

$$V_E = 11.23 \text{ KN}$$

❖ Calcule le moment en travée:

- Travée AB :

$$X_0 = \frac{5.25}{6.80} = 0.77 \quad \rightarrow \quad X_0 = 0.77.$$

$$M_T = 0 + 5.25 \times 0.77 - 6.80 \times \frac{0.77^2}{2} \quad \rightarrow \quad M_T = 2.03 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$X_0 = \frac{13.54}{6.80} = 1.9 \quad \rightarrow \quad X_0 = 1.91$$

$$M_T = -7.53 + 13.54 \times 1.91 - 6.80 \times \frac{1.91^2}{2} = -5.93 \quad \rightarrow \quad M_T = -5.93 \text{ KN.m}$$

- Travée CD :

$$X_0 = \frac{17.56}{6.80} \quad \rightarrow \quad X_0 = 2.58$$

$$M_T = 10.49 \text{ KN.m}$$

- Travée DE:

$$X_0 = \frac{18.01}{6.80} = 2.65 \quad \rightarrow \quad X_0 = 2.65$$

$$M_T = 9.23 \text{ KN.m}$$

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau.III.4.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type1 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE
L(m)	2.45		4.30	5.30	4.30
L'(m)	2.45		3.44	4.24	4.30
V _w (KN)	-5.25		-13.54	-17.56	-18.01
V _E (KN)	11.4		15.7	18.48	11.23
X ₀ (m)	0.77		1.91	2.58	2.65
M _T (KN.m)	2.03		5.93	10.49	9.26
Appuis	A	B	C	D	E
M (KN.m)	0	-7.53	-12.18	-14.59	0

❖ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:**

✓ ELU:

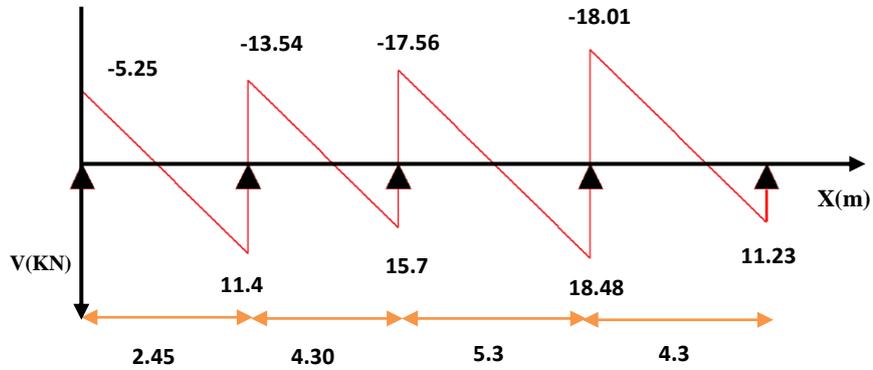


Figure.III.13.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

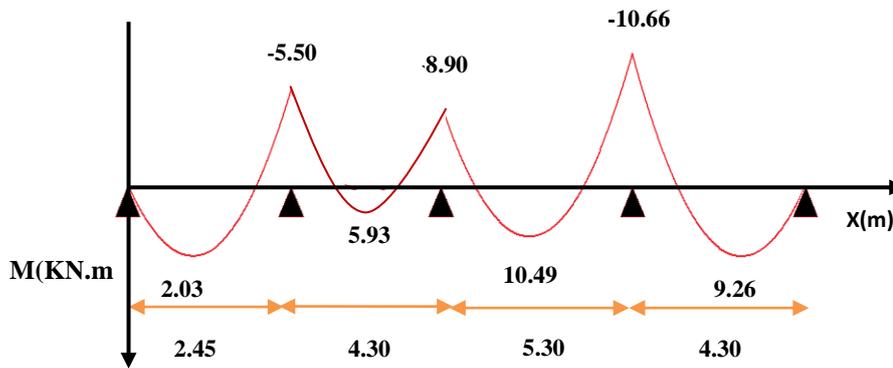


Figure.III.14.Diagramme des moments à L'ELU

Tableau.III.5.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1à l'ELS

Travée	AB		BC	CD	DE
L(m)	2.45		4.30	5.30	4.30
L'(m)	2.45		3.44	4.24	4.30
V _w (KN)	-3.84		-9.90	-12.86	-13.16
V _E (KN)	8.34		2.28	13.48	8.21
X ₀ (m)	0.77		1.99	2.59	2.65
M _T (KN.m)	1.48		4.36	7.74	6.76
Appuis	A	B	C	D	E
M (KN.m)	0	-5.50	-8.90	-10.66	0

❖ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:

✓ ELS:

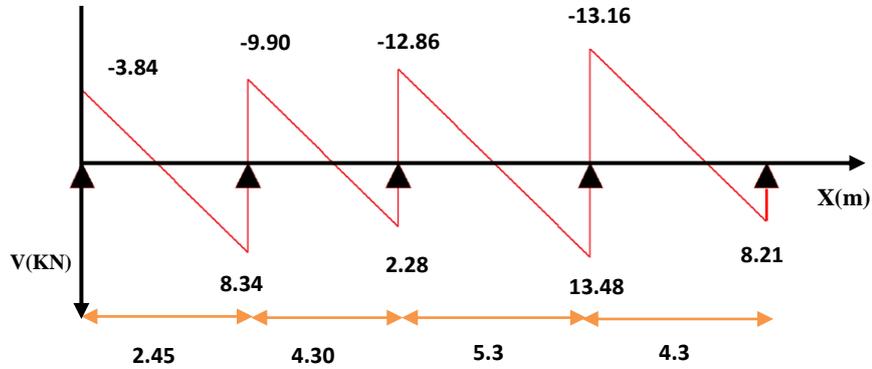


Figure.III.15.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

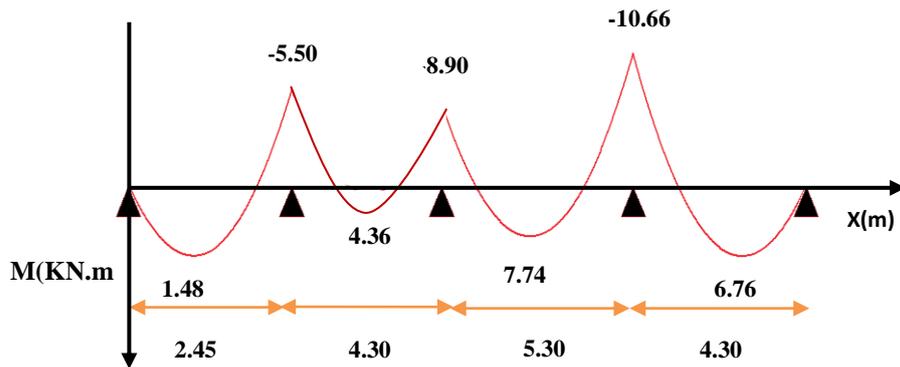


Figure.III.16.Diagramme des moments à L'ELS

Type 02 :(Poutrelle à 3 travées)

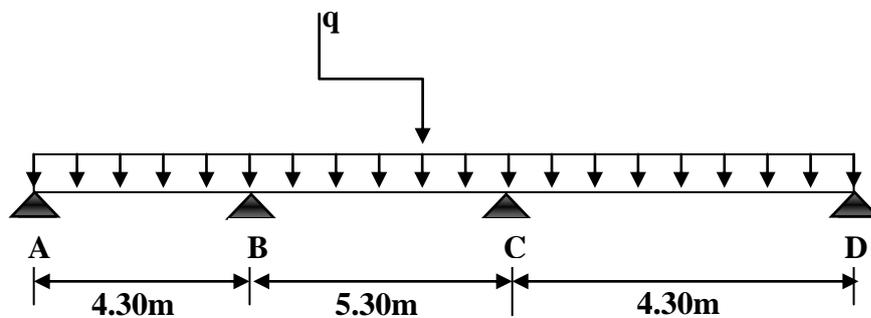


Figure.III.17.Schéma statique de la poutrelle type 2

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**✓ **Condition 1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 7.28 = 14.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \{14.56, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

✓ **Condition 2:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

\Rightarrow (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 3:**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{4.30}{5.30} = 0.57 \leq 1.25$$

\Rightarrow (Condition vérifiée)

✓ **Condition 4:**

La fissuration est préjudiciable \Rightarrow (Condition non vérifiée)

Conclusion:

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on appliqué la méthode de Caquot

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant :

✓ **ELU:**

Tableau.III.6.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD
L(m)	4.30		5.30	4.30
L'(m)	4.30		4.24	4.30
V_w (KN)	-11.22		-18.02	-18.01
V_E (KN)	18.02		18.02	15.64
X_0 (m)	1.65		2.65	2
M_T (KN.m)	9.26		9.29	7.83
Appuis	A	B	C	D
M (KN.m)	0	-14.59	-14.59	0

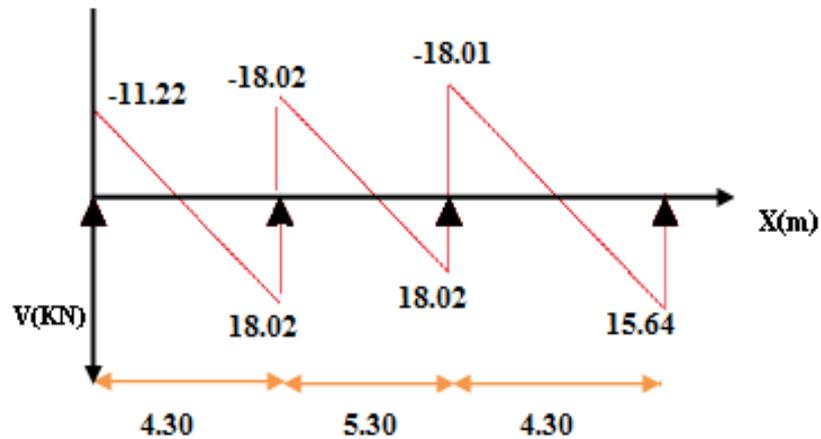
❖ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:**

Figure.III.18.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

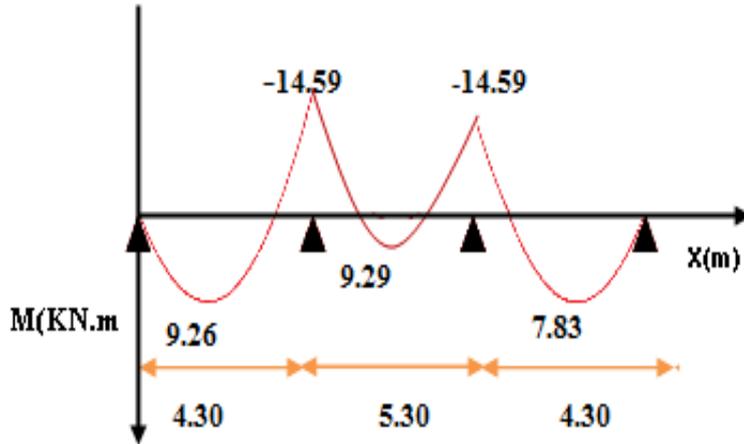


Figure.III.19.Diagramme des moments à L 'ELU

✓ ELS:

Tableau.III.7.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD
L(m)	4.30		5.30	4.30
L'(m)	4.30		4.24	4.30
V _w (KN)	-8.21		-13.17	-13.16
V _E (KN)	13.16		13.17	8.21
X ₀ (m)	1.65		2.65	2.65
M _T (KN.m)	6.78		6.79	6.79
Appuis	A	B	C	D
(KN.m)	0	-10.66	-10.66	0

❖ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:

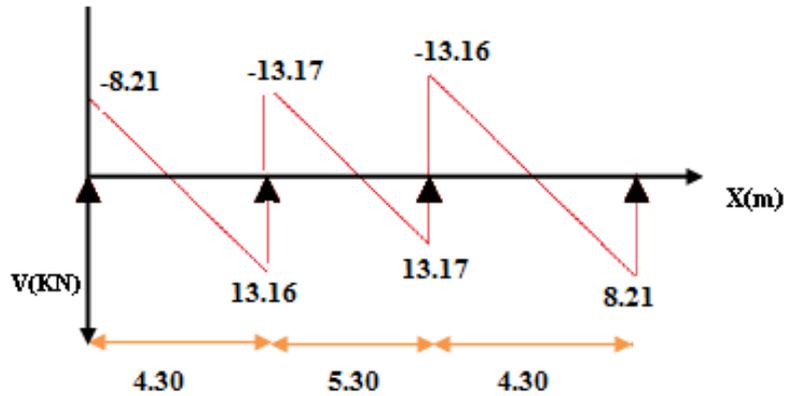


Figure.III.20. Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

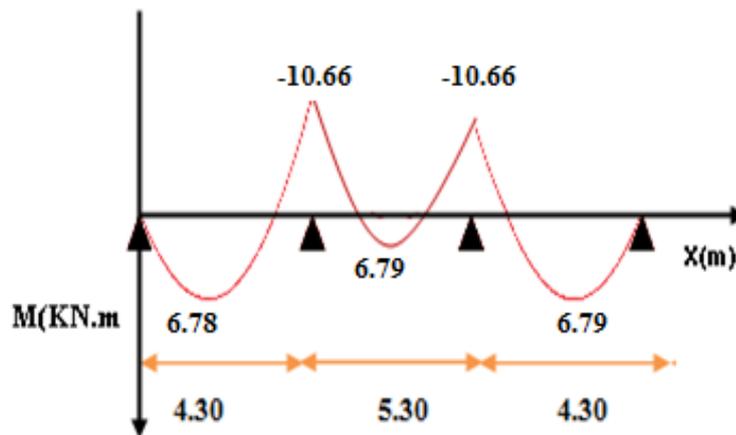


Figure.III.21. Diagramme des moments à L'ELS

Type 3: Poutrelle à 2 travées :

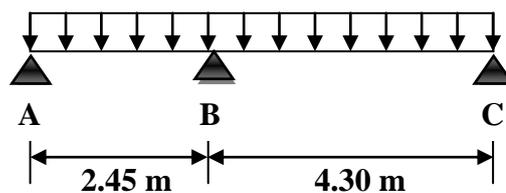


Figure.III.22. Schéma statique de la poutrelle type 2.

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**✓ **Condition 1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 7.28 = 14.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \{14.56, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

✓ **Condition 2:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

\Rightarrow (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 3:**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{2.45}{4.30} = 0.57 \leq 1.25$$

\Rightarrow (Condition vérifiée)

✓ **Condition 4:**

La fissuration est préjudiciable \Rightarrow (Condition non vérifiée)

Conclusion:

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on appliqué la méthode de Caquot

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant :

✓ **ELU:**

Tableau.III.8.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU.

Travée	AB		BC
L(m)	2.45		4.30
L'(m)	2.45		4.30
V_w (KN)	-3.77		-17.22
V_E (KN)	12.89		12.02
X_0 (m)	0.55		2.53
M_T (KN.m)	1.05		10.63
Appuis	A	B	C
M (KN.m)	0	-11.17	0

❖ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:**

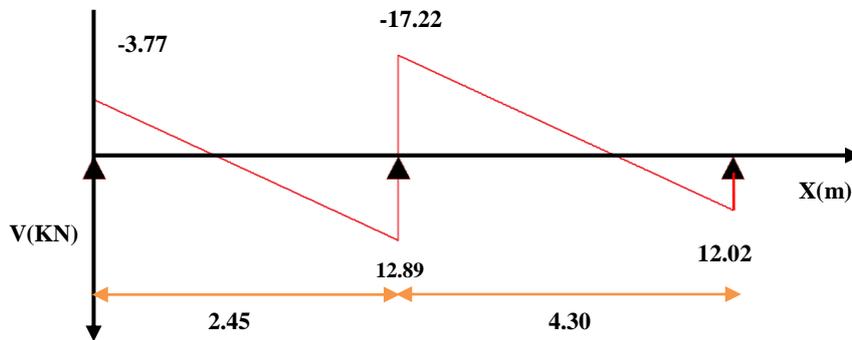


Figure.III.23.Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

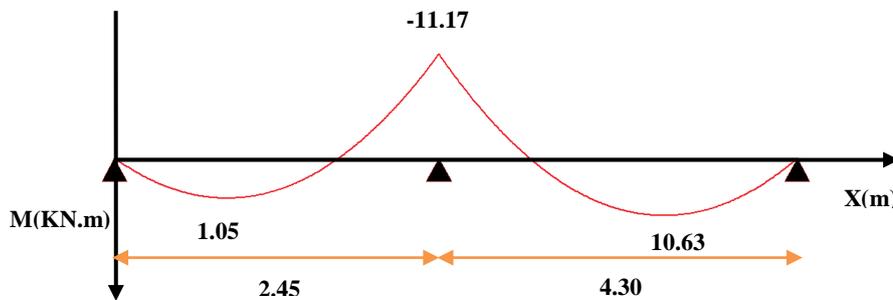


Figure.III.24.Diagramme des moments à L'ELU

✓ **ELS:**

Tableau.III.9.Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS.

Travée	AB		BC
L(m)	2.45		4.30
L'(m)	2.45		4.30
V_w (KN)	-2.76		-12.58
V_E (KN)	9.42		8.79
X_0 (m)	0.56		2.53
M_T (KN.m)	0.77		7.76
Appuis	A	B	C
M (KN.m)	0	-8.16	0

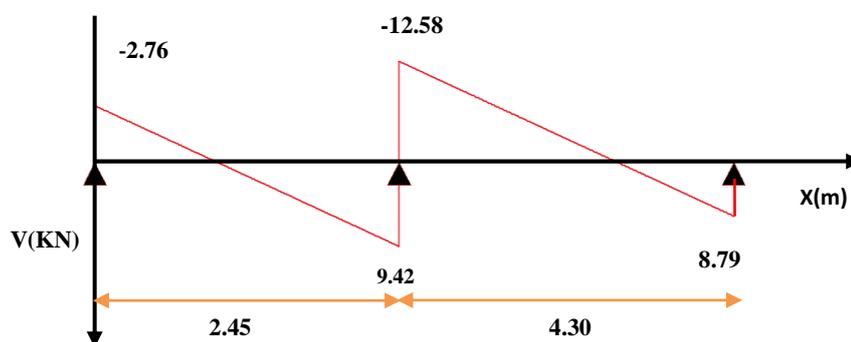
➤ **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant:**

Figure.III.25.Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

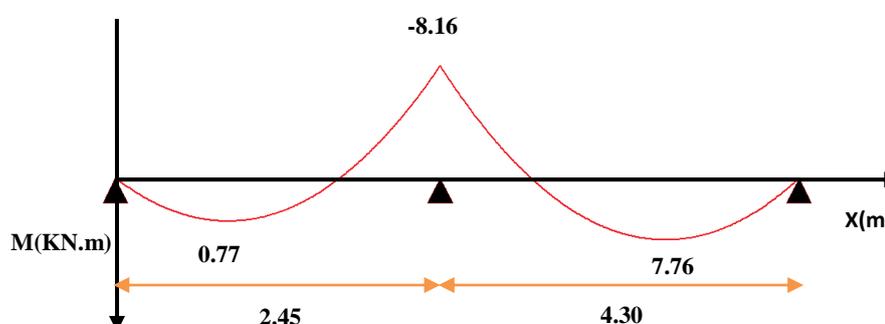


Figure.III.26.Diagramme des moments à L'ELS

Type 04 : (Poutrelle à 1 travée)

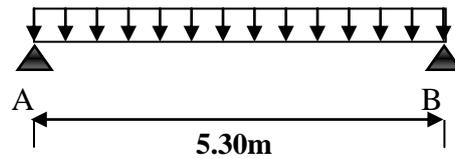


Figure.III.27.Schéma statique de poutrelle type3

✓ **A L'ELU:**

❖ **Le moment en travée:**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.80(5.30)^2}{8} = 23.88 \text{ KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant:**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.8 \times 5.30}{2} = 18.02 \text{ KN}$$

❖ **Diagramme des efforts internes:**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a. **L'effort tranchant:**

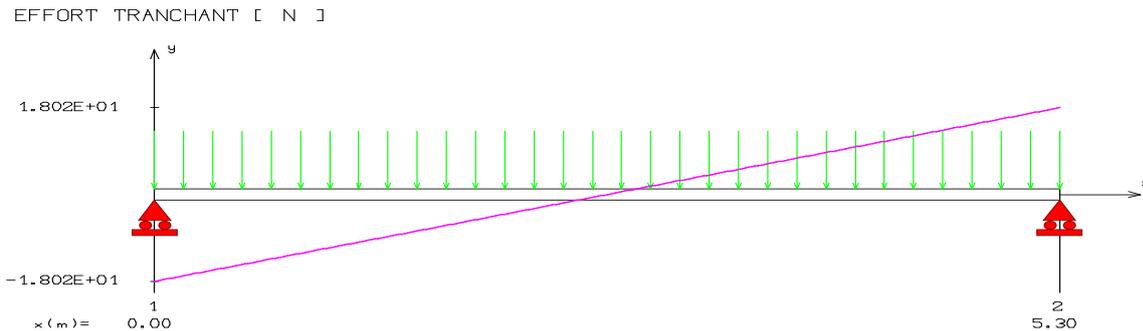


Figure.III.28.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU

b. **Moment fléchissant:**

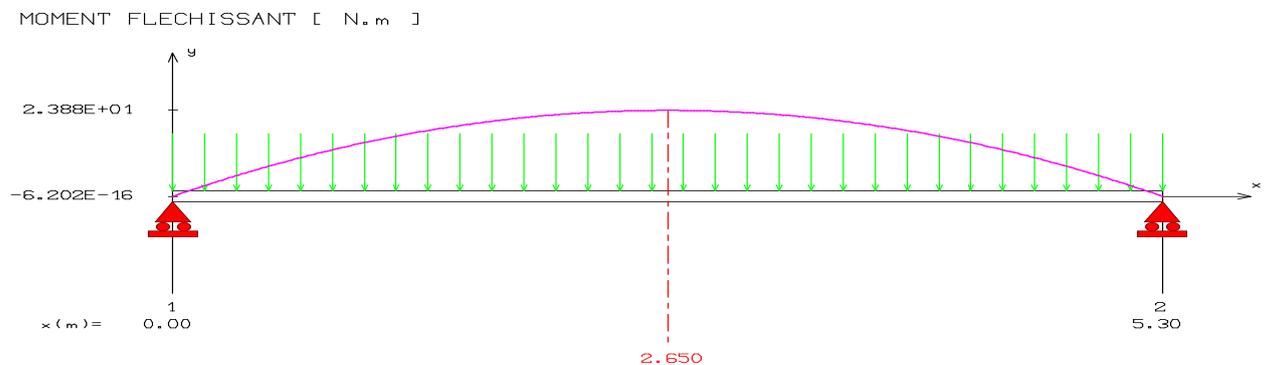


Figure.III.29.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU

✓ **A L'ELS:**❖ **Le moment en travée:**

$$M_s = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{4.97(5.30)^2}{8} = 17.45 \text{ KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant:**

$$R_A = R_B = \frac{qs \times l}{2} = \frac{4.97 \times 5.30}{2} = 13.17 \text{ KN}$$

❖ **Diagramme des efforts internes:**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

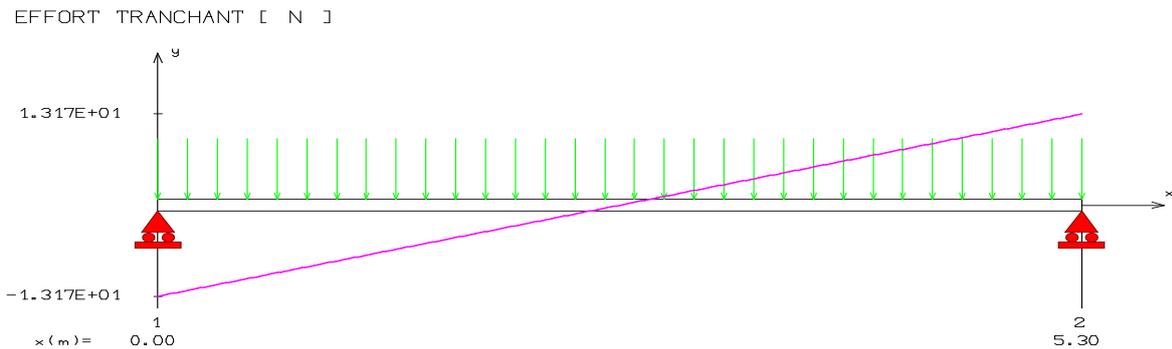
a. **L'effort tranchant:**

Figure.III.30. Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELS

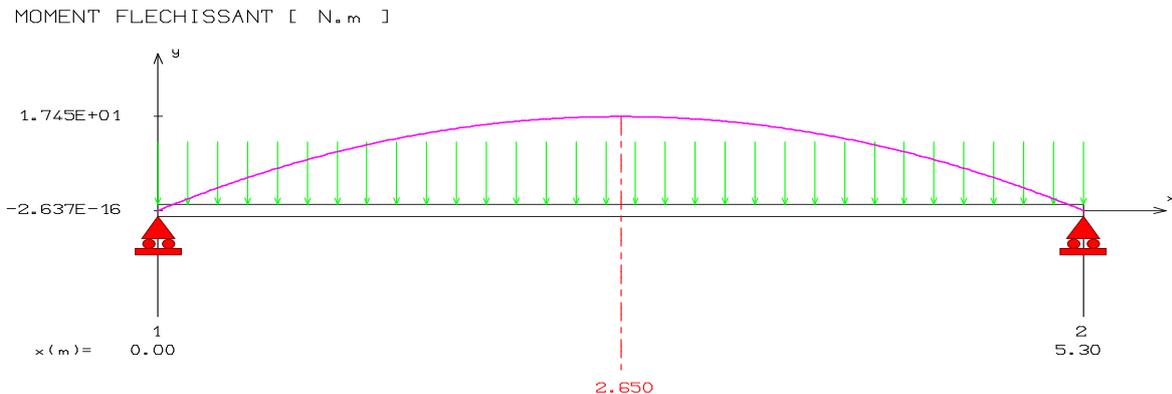
b. **Moment fléchissant:**

Figure.III.31. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS

❖ **Calcul des moments:**

$$L = 5.30$$

Avec:

-Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appui: $M_a = 0,30M_0$

✓ Moment isostatique :

$$\text{ELU: } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,81 \text{ kNm}$$

$$\text{ELS: } M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7,02 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 20.30 \text{ kNm} \\ M_{tser} = 14.83 \text{ kNm} \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = 7.16 \text{ kNm} \\ M_{aser} = 5.24 \text{ kNm} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant :

$$\text{ELU: } T_u = \frac{q_u l}{2} = 18.02 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } T_u = \frac{q_s l}{2} = 13.17 \text{ kN}$$

III.3.4.Ferrailage de poutrelles:

III.3.4.1.Calcul à L'ELU:

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

A) Calcul des armatures longitudinales:

✓ En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{t_{\max}} = 20.30 \text{ KN.m}$

❖ Moment d'équilibre par la table de compression:

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.37 \text{ MN} \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.216 - \frac{0.04}{2} = 0.196 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.07252 \text{ MN.m} = 72.52 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 72.52 \text{ KN.m} > 20.30 \text{ KN.m}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 24 \text{ cm}$

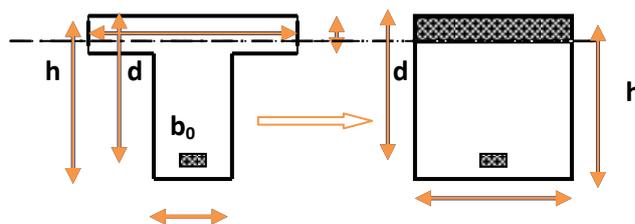


Figure.III.32.Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

❖ **Calcul du moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_{u \max}^t}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{20.30 * 10^6}{14.17 * 650 * 216^2} = 0.045 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_{u \max}^t}{\sigma_s * Z}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.045)}) = 0.058$$

$$Z = 216[1 - 0.4\alpha]$$

$$Z = 216[1 - 0.4(0.058)] = 211 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{20.30 * 10^6}{348 * 211} \quad A_s = 2.76 \text{ cm}^2$$

on adopte

$$A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis:**

$$M_{u \max}^a = 7.16 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (13×24) cm².

❖ **Calcul du moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_{u \max}^t}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{7.16 * 10^6}{14.17 * 650 * 216^2} = 0.080 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.080 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_{u \max}^t}{\sigma_s * Z}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.080)}) = 0.10$$

$$Z = 216[1 - 0.4\alpha]$$

$$Z = 216[1 - 0.4(0.10)] = 207.40 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{7.16 * 10^6}{348 * 207.40} \quad A_s = 1.01 \text{ cm}^2$$

on adopte

$$A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Tableau.III.10. Tableau récapitulatif des armatures en travée et en appuis

	$M_{u(\max)}^t$ (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_s adopté (cm^2)
aux travées	20.30	0.045	0	2.76	3T12	3.39
aux appuis	12.74	0.08	0	1.01	2T12	2.26

B) Calcul des armatures transversales:

❖ Le diamètre minimal des armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 6.90 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

❖ section d'armatures transversales:

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

❖ L'espacement entre les cadres (BAEL91/99 Art. A.5.1.22):

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 19.8 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.5. Vérification à l'ELU:

III.3.5.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

- $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 13 * 21.6 * \frac{2.1}{400} = 0.35 \text{ cm}^2$
- $A_{sa} = 1.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$
- $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$

III.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91/99.Art .A.5.1.1):

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5) \text{MPa}$$

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

$$V_{u \max} = 18.02\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.02 * 10^3}{120 * 216} = 0.63\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \text{CV}$$

III.3.5.3. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.1.31/BAEL99):

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\sum U_i = n * \pi * \emptyset$; n : nombre des barres

$$\sum U_i = (3 * 3.14 * 12) = 113.04\text{mm} .$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.02 * 10^3}{0.9 * 216 * 113.04} = 0.82\text{MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{CV}$$

III.3.5.4. La longueur de scellement BAEL91/99 (Art. A.6.1):

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.83}\right) = 35.33 \text{cm}$$

$L_s = 35.33 \text{cm} > L_a = 30\text{cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de BAEL91/99 (Art. A.6.1) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times l_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow$ On peut utiliser l’ancrage courbe (crochet à 45°).

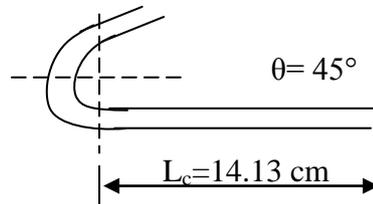


Figure.III.33.L’ancrage des barres

III.3.6.Vérification à l’ELS:

NB : Les fissurations étant préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d’acier n’est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d’acier).

III.3.6.1.Vérification des contraintes maximales dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ Position de l’axe neutre:

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ Calcul de Moment d’inertie I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.11. Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la contrainte dans le béton

position	M_{ser} KN.m	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	14.83	3.39	4.20	21543.48	2.89	C.V
appui	5.24	2.26	3.50	12535.15	1.46	C.V

III.3.6.2. Vérification de la flèche (Art B.6.8)BAEL91/99:

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.083 < 0.2) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0015 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 24 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; L = 530 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{\text{ser, travée}} = 14.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, \text{ser}} = 17.45 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Conditions n'est pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III.3.6.3. Calcul de la flèche (Art B.6.5, 2) BAEL91/99:

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5$$

$$\bar{f} = \frac{530}{500} + 0.5 = 1.56 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} , I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s} , 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du Moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau.III.12.Vérification de la flèche de la poutrelle

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
79965	0.0024	16.83	6.73	0.154	39267.44	24489.40	0.622	1.153

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.153 - 0.622 = 0.531$$

$$\Delta F = 0.531 < \bar{f} = 1.57$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.7.Ferraillage de la table de compression:

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferraillage est en treilles soudés (BAEL 83 B.6.8.4).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (Art B 68. 423. BAEL83)

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.3.7.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \text{ Avec un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 400 \text{ MPa}$.

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). Quadrillage de treilles soudé (TLE 250).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm} \quad A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

III.3.7.2. Armatures parallèles aux poutrelles:

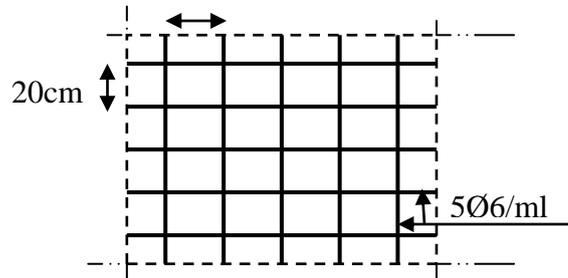
$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_t}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad A_{//} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

III.3.7.3. Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

III.3.8.Schéma de ferrailage:



Trellis soudés (20x20) cm²

Figure.III.34.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

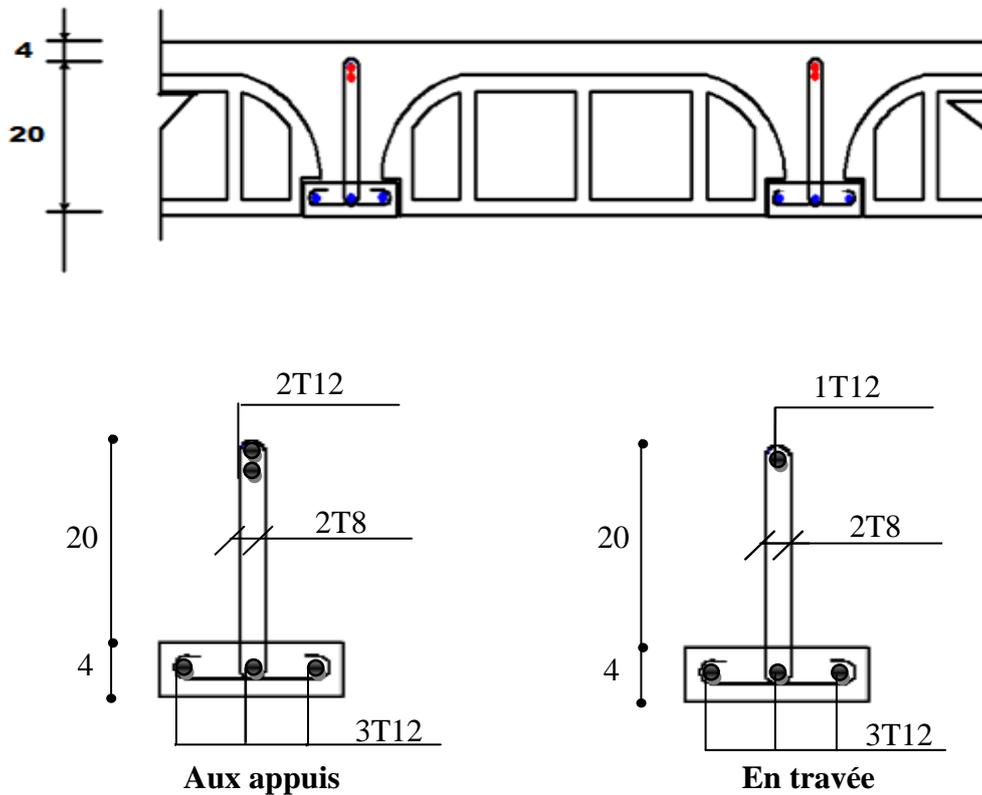


Figure.III.35.Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

III.4. Etude des escaliers:

Notre ouvrage comporte un escalier à double quartier tournant 3 volée au niveau de minaret

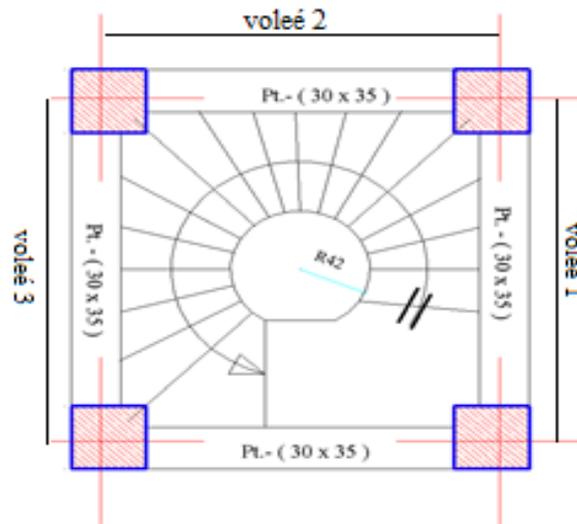


Figure.III.36. la coupe de l'escalier à double quartier tournant

III.4.1. calcul de l'escalier volée 1:

L'escalier permet d'accéder au RDC

NB : les volées 1 et 2 sont identiques

❖ **Schéma statique:**

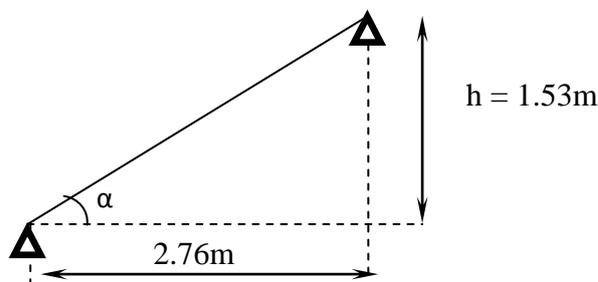


Figure.III.37. Schéma statique de volée 1 et 2

III.4.1.2. Charge et surcharge:

Voir chapitre pré dimensionnements des éléments

Tableau.III.13. charges et surcharges des volées 1 et 2

	Charge permanente	Charge d'exploitation
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
paillasse	8.37	2.5

III.4.1.3. Combinaison des charges:

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

❖ **ELS :**

$$q_{ser} = G_1 + Q_1$$

Tableau.III.14. Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1 et 2

	ELU	ELS
q_1 (kN/ml)	15.05	10.87

❖ **Schéma de chargement:**

✓ **ELU:**

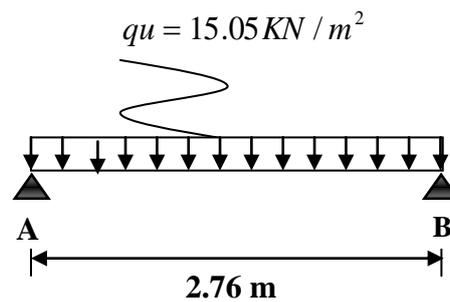


Figure.III.38. Schéma de chargement des volées 1 et 2 à l'ELU

✓ **ELS:**

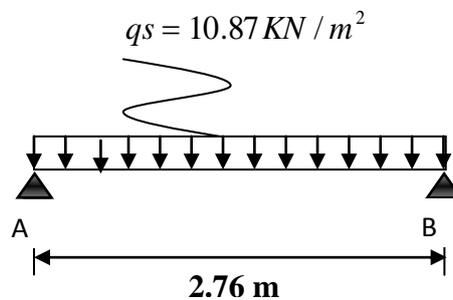


Figure.III.39. Schéma de chargement des volées 1 et 2 à l'ELS

III.4.1.4.sollicitation:

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants ont été déterminés à l'aide du logiciel de calcul RDM6.

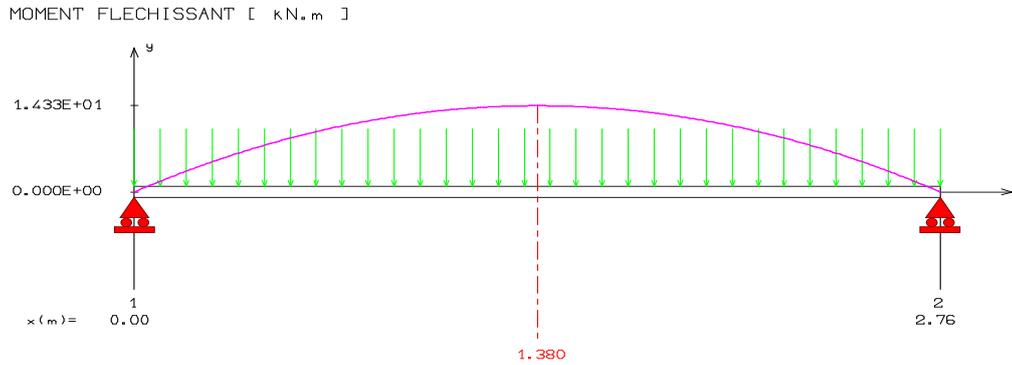
❖ **l'ELU :**❖ **Moments isostatiques:**

Figure.III.40.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

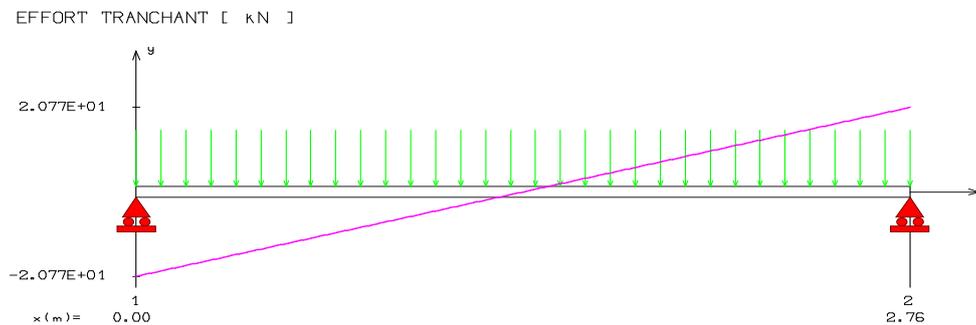
❖ **Efforts tranchants:**

Figure.III.41.Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

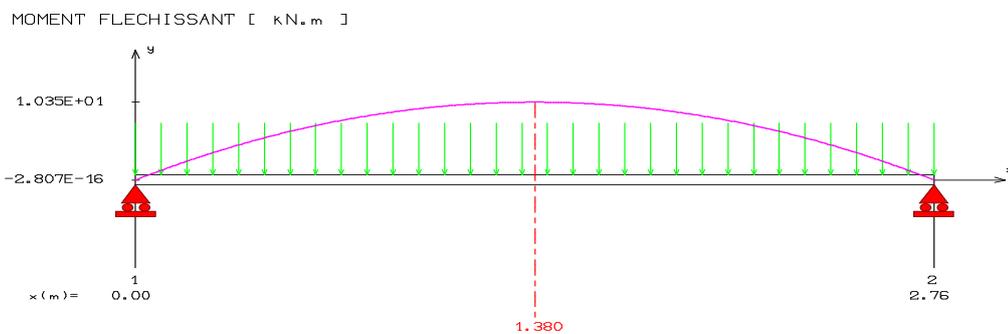


Figure.III.42.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

❖ **Sollicitation des calculs:**❖ ELU:

$$M_u = 14.33 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 20.77 \text{ kN}$$

❖ ELS:

$$M_{ser} = 10.35 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée :

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 10.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 7.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 7.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 5.18 \text{ kN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif:**

Tableau.III.15.moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	$M_{travée}$ (kN.m)	M_{appui} (kN.m)	V(kN)
ELU	10.75	7.17	20.77
ELS	7.76	5.18	/

III.4.2. ferrailage:**III.4.2.1.Calcul du ferrailage à L'ELU:**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible

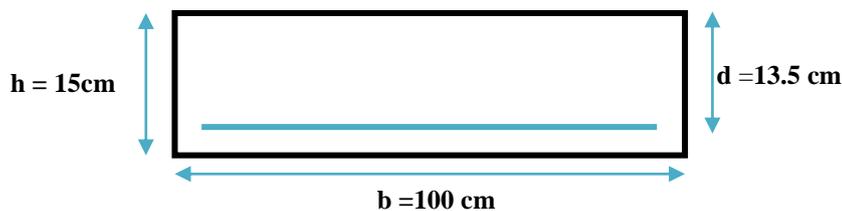


Figure.III.43.La section du calcul de l'escalier

Tableau.III.16.hypothèse de calcul

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

1) **Calcul des armatures:**✓ **Aux appuis :**❖ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{7.17 * 10^6}{14.20 * 1000 * 135^2} = 0.027 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armature longitudinale:**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.027)}) = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 135[1 - 0.4(0.034)] = 133.16 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{7.17 * 10^6}{348 * 133.16} = 464.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$,

Avec un espacement de 20cm.

✓ **En travée:**❖ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{10.75 * 10^6}{14.20 * 1000 * 135^2} = 0.042 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armature longitudinale:**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.042)}) = 0.053$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 135[1 - 0.4(0.053)] = 132.14 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{10.75 * 10^6}{348 * 132.14} = 233.80 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$,

Avec un espacement de 20cm.

2) Armature de répartition:✓ **Aux appuis:**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20cm

✓ **En travée:**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm

3) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 16.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Tableau.III.17.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée 1et 2

	M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	β_u	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	choix	A_s adopté (cm^2)
Travée	10.75	0.042	$\mu_U < \mu_l$	0.978	2.34	1.63	5HA12	5.65
Appui	7.17	0.027	$\mu_U < \mu_l$	0.986	1.55	1.63	5HA12	5.65

III.4.2.2. Vérifications à ELS:❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :
$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \left[\eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ **Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.18.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	7.76	4.42	9865.70	3.21	21	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	5.18	3.87	9791.47	2.05	21	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.4.2.3.Vérification à l'ELU:

1. Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99):

✓ Armature longitudinal:

$$S_p = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversal :

$$S_s = 20\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65\text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20.77 + \frac{7.17}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 2.30\text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2):

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20.77\text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810\text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91):

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\max} = 20.77\text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 * 3.14 * 12 = 188.4\text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{20.77 * 10^3}{0.9 * 135 * 188.4} = 0.91\text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

III.4.2.4. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.054 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.054 < 0.075) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.00105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 276 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2 ; M_{ser, travée} = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, ser} = 10.35 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III.4.2.5. Calcul de la flèche (Art B.6.5, 2) BAEL91/99 :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{276}{500} = 0.552 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

• Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad , \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s} , 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

- Calcul du Moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

- Les modules de déformation:

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau.III.19.Vérification de la flèche de l'escalier.

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv} (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
31176	0.0042	5	2	0	31176	34293.6	0.054	0.175

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.175 - 0.054 = 0.121 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.121 \text{ cm} < \bar{f} = 0.552 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.4.2.6.Schéma de ferrailage:

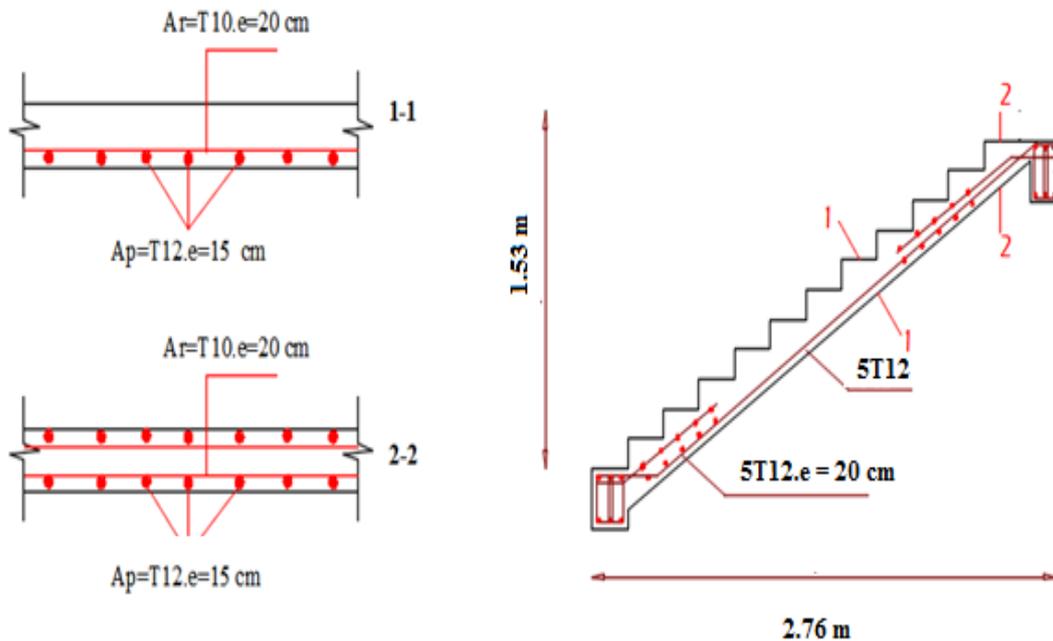


Figure.III.44.Schéma du ferrailage des voleés 1 et 2

III.4.3. Etude de la console d'escalier (minaret):

Le consol se calcul à la flexion simple de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette consol sont :

- Poids propre du consol.
- Réaction du l'escalier

III.4.3.1. Dimensionnement du consol:

$L=120\text{cm}$; $b = 30\text{ cm}$; $h = 35\text{ cm}$

Vérifications des conditions de résistance (RPA99/version2003) :

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

$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$Vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.17 < 4$Vérifiée.

Donc on adopte une poutre de section : $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.

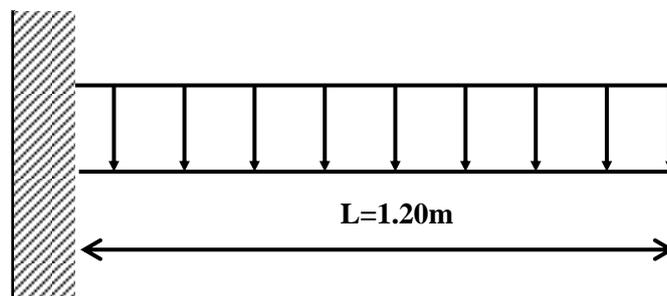
❖ **Schéma statique de calcul:**

Figure.III.45.Schéma statique du consol de l'escalier.

III.4.3.2. Evaluation des charges permanente:

- Le poids propre : $25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63\text{ KN/m}$.

$$G_1 = 2.63\text{ KN/m}$$

- Réaction d'appuis due à l'escalier :

✓ ELU :

$$R_B = 20.77\text{ KN.}$$

✓ ELS:

$$R_B = 15\text{ KN.}$$

III.4.3.3. Calcul des sollicitations:**a) Combinaisons des charges :**✓ **L'ELU:**

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35(2.63) + 20.77$$

$$q_u = 24.32 \text{ KN/ml}$$

✓ **L'ELS:**

$$q_{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 2.63 + 15$$

$$q_{\text{ser}} = 17.63 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul les moments et Les efforts tranchants:✓ **L'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{24.32 \times 1.20^2}{2} = 17.51 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 24.32 \times 1.20 = 29.18 \text{ KN}$$

✓ **L'ELS:**

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{2} = \frac{17.63 \times 1.20^2}{2} = 12.70 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times l = 17.63 \times 1.20 = 21.16 \text{ KN}$$

c) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant:

Par l'utilisation de logiciel RDM6 :

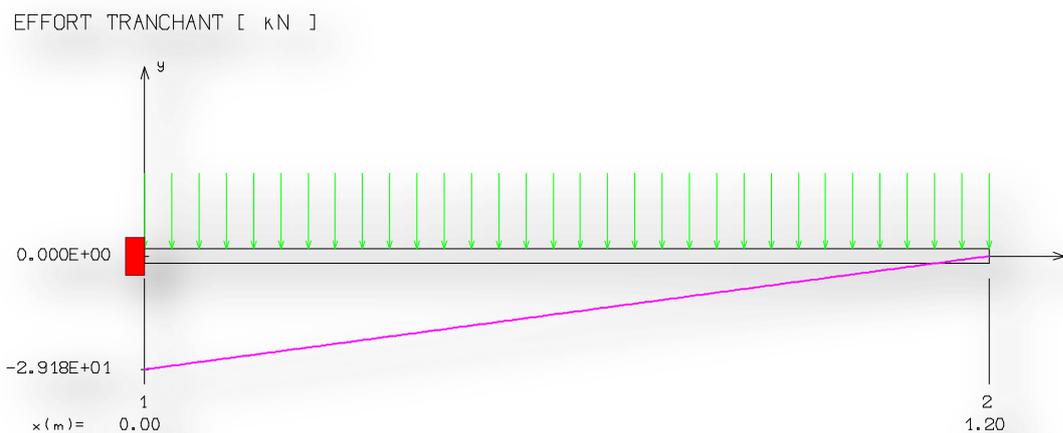
❖ **L'effort tranchant (ELU) :**

Figure.III.46. Diagramme de l'effort tranchant du consol de l'escalier à L'ELU

❖ **Moment fléchissant (ELU) :**

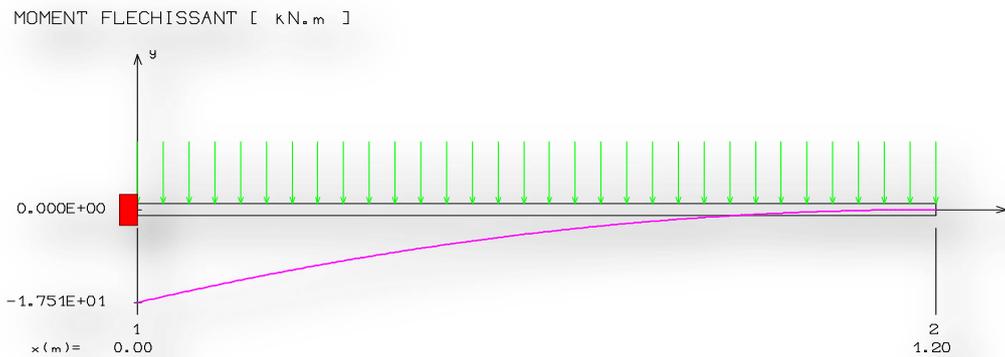


Figure.III.47.Diagramme de moment fléchissant du consol de l'escalier à L'ELU

❖ **L'effort tranchant (ELS) :**

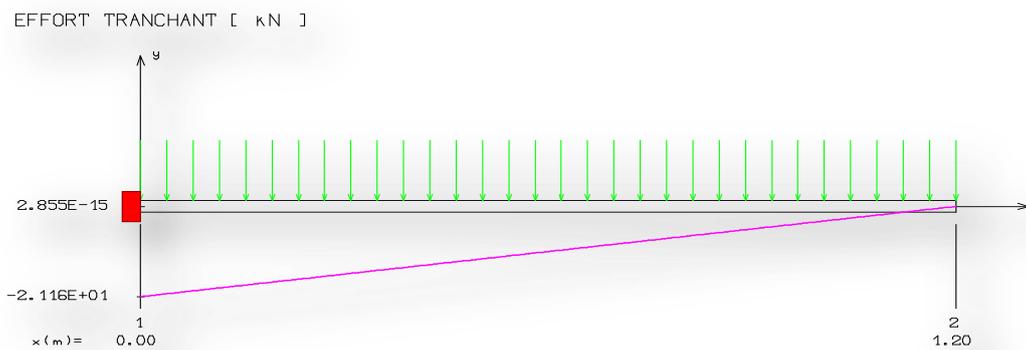


Figure.III.48.Diagramme de l'effort tranchant du consol de l'escalier à L'ELS

❖ **Moment fléchissant (ELS) :**

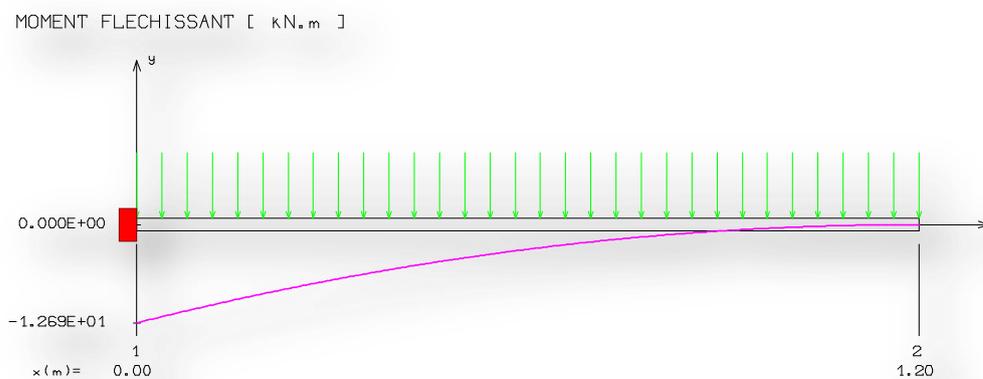


Figure.III.49.Diagramme de moment fléchissant du consol de l'escalier à L'ELS

III.4.4. Calcul du Ferrailage:

Le calcul se fera en flexion simple, libre d'un côté et encastré d'un autre pour une bande de 1 mètre avec :

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; d' = C' = 4 \text{ cm}.$$

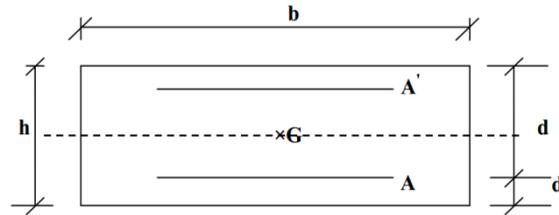


Figure.III.50. Section du calcul du consol de l'escalier.

1) Armature longitudinale:**❖ Moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{17.51 * 10^6}{14.17 * 1000 * 315^2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

❖ Armature longitudinale:

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.012)}) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 162[1 - 0.4(0.015)] = 313.11 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{17.51 * 10^6}{348 * 313.11} = 16.70 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

2) Armature de répartition:

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

$$\text{On adopte: } A_r = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

3) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 31.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2 < A_s = 3.39 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.4.4.1. Vérifications à ELU:**1) Vérification des espacements des barres:**

$$\checkmark \text{ En zone nodale : } S \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30\text{cm} \right) \quad \text{On prend : } S = 10\text{cm}$$

$$\checkmark \text{ En zone courante : } S < \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{On prend : } S = 15\text{cm}$$

2) Vérification de l'effort tranchant (Art 5.1.1) BAEL91/99:

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 29.19\text{KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{29.19 \cdot 10^3}{300 \cdot 315} = 0.31\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 0.31\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

Donc il n y a pas de risque de cisaillement

3) Contrainte d'adhérence (Art A 6.1.3 BAEL/91):

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\max} = 29.19 \text{KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 12 = 113.04\text{mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{29.19 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 315 \cdot 113.04} = 0.91\text{MPa} < \tau_{se} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{MPa CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.4.4.2. Vérification à ELS:❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d)^2 ; \quad \eta = 15$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.20. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du consol.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/mm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
12.69	3.39	8.78	6882.77	0.184	1.62	15	cv

III.4.4.3. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99:

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.29 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.29 \geq 0.10) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0032 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; L = 120 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 12.69 \text{ KN.m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

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

III.4.4.4.Schéma de ferrailage:

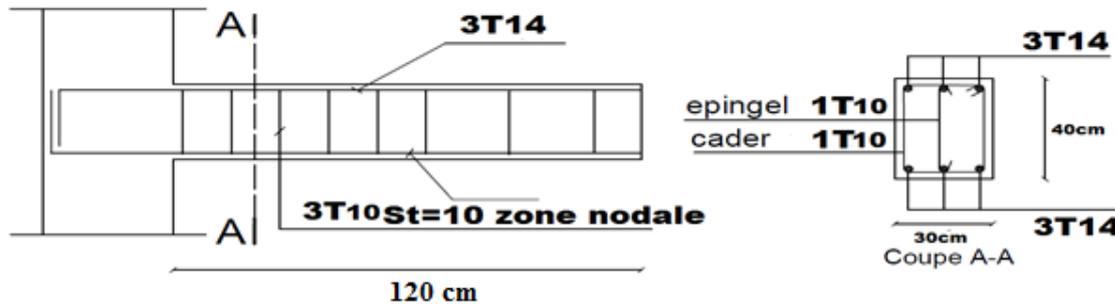


Figure.III.51.Schéma de ferrailage du consol de l'escalier

III.5.calcul de la volée 3:

III.5.1.charge et surcharge:

Tableau.III.21.Charges et surcharges de volée 3

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	8.37	5.49
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

❖ **Schéma statique:**

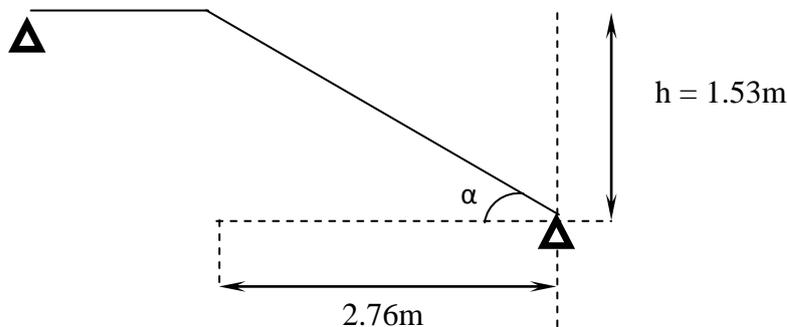


Figure.III.52.Schéma statique de la volée 3

II.5.2. Combinaison des charges:

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

❖ **ELU:**

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

❖ **ELS:**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Tableau.III.22. Charge à l'ELU et l'ELS de volée 3

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	15.05	11.16
ELS	10.87	7.99

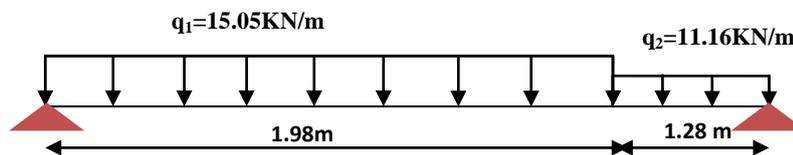
❖ **schéma de chargement:**✓ **ELU:**

Figure.III.53. Schéma de chargement de volée 3 à l'ELU

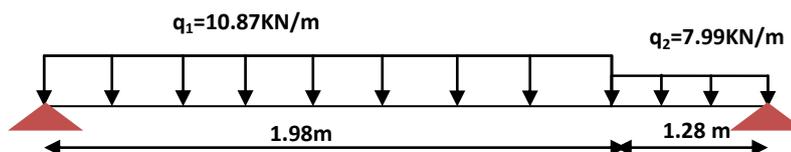
✓ **ELS:**

Figure.III.54. Schéma de chargement de volée 3 à l'ELS

III.5.3.sollicitation:

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants ont été déterminés à l'aide du logiciel de calcul RDM6.

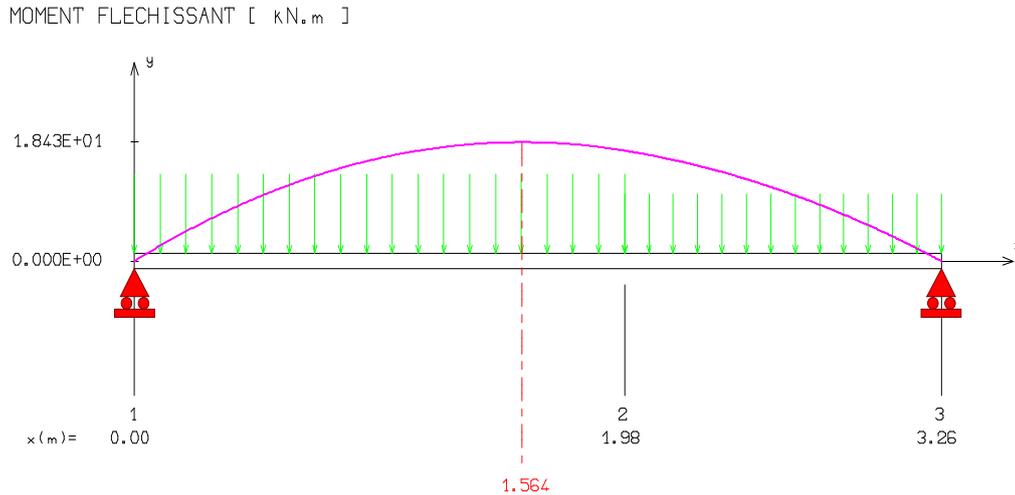
❖ **Calcul à l'ELU:**❖ **Moments isostatiques:**

Figure.III.55.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELU

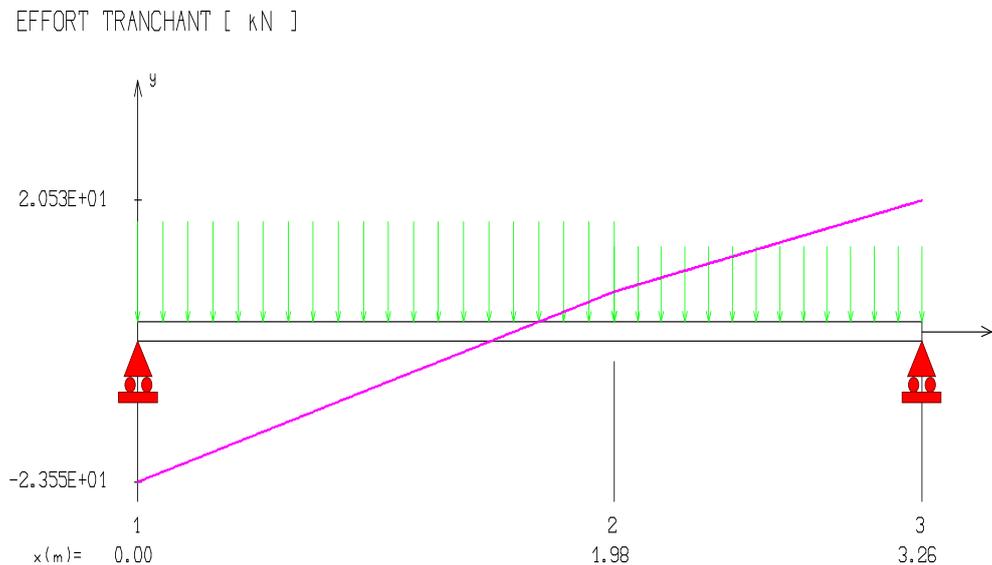
❖ **Efforts tranchants :**

Figure.III.56.Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

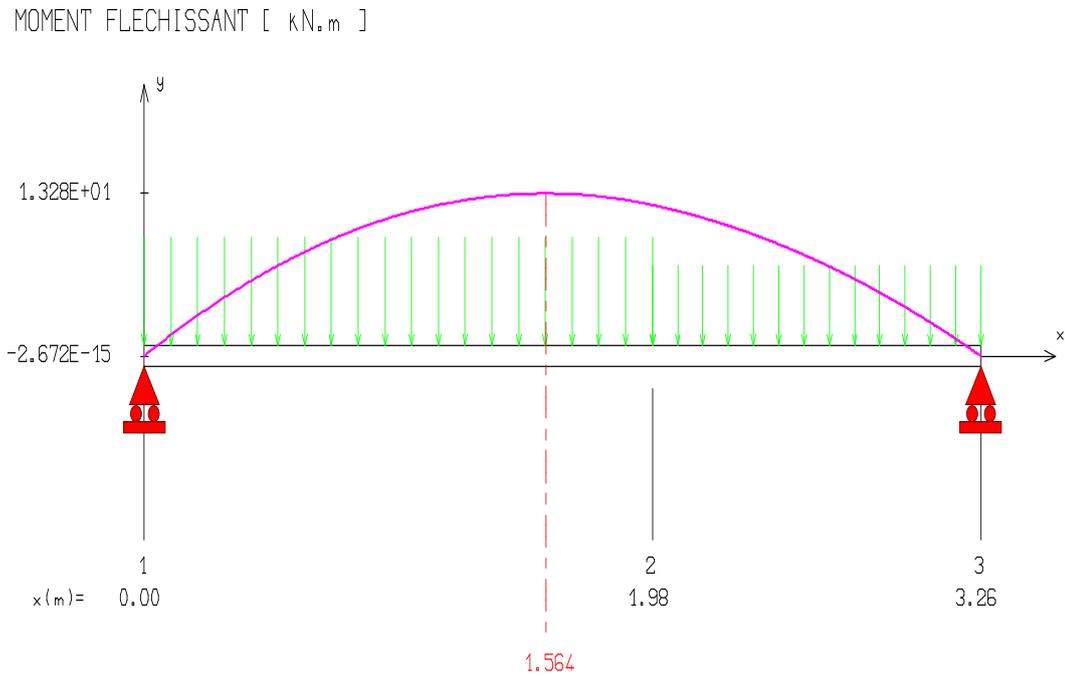
❖ Moments isostatiques:

Figure.III.57.Diagramme de moment isostatique d'escalier à l'ELS

❖ Sollicitation des calculs:❖ ELU:

$$M_u = 18.43 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 23.55 \text{ kN}$$

❖ ELS :

$$M_{ser} = 13.28 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 13.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 9.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 9.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 6.64 \text{ kN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif:**

Tableau.III.23.moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	$M_{travée}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V (kN)
ELU	13.82	9.22	23.55
ELS	9.96	6.64	/

III.5.4.ferraillage:**III.5.4.1.Calcul du ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml La fissuration est considérée comme peu nuisible

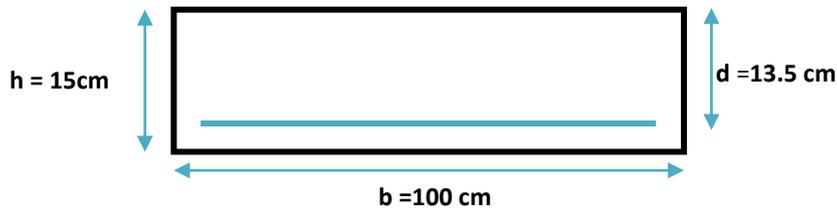


Figure.III.58.La section du calcul de volée 3

Tableau.III.24.caractéristique des matériaux.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

1) Calcul des armatures:✓ **Aux appuis:**❖ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{9.22 * 10^6}{14.20 * 1000 * 135^2} = 0.035 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armature longitudinal:**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.035)}) = 0.045$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 135[1 - 0.4(0.045)] = 132.60 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{9.22 * 10^6}{348 * 132.60} = 199.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

✓ **En travée:**

❖ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{13.82 * 10^6}{14.20 * 1000 * 135^2} = 0.053 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armature longitudinal:**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.053)}) = 0.068$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 135[1 - 0.4(0.068)] = 131.33 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{13.82 * 10^6}{348 * 131.33} = 302.39 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

2) **Armature de répartition:**

✓ **Aux appuis :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm

✓ **En travée:**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm

3) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 16.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau.III.25.les récapitulatifs de calcul des armatures de volée 3

	M_u	μ_U	$\mu_1=0.392$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	A_s adopté (cm^2)
Travée	13.82	0.053	$\mu_U < \mu_1$	3.02	1.63	5HA12	5.65
Appui	9.22	0.035	$\mu_U < \mu_1$	1.99	1.63	5HA12	5.65

III.5.4.2.Vérifications à ELS :**❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- ✓ Position de l'axe neutre:

$$Y = \left[\eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- ✓ Moment d'inertie I:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	9.96	4.42	9865.70	4.46	21	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	6.64	3.87	9791.47	2.62	21	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

..III.5.4.3. Vérification à l'ELU:**1) Vérification des espacements des barres (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99):**

✓ Armature principale:

$$S_p = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversal:

$$S_s = 20\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

(Art: A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

❖ Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65\text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(23.55 + \frac{9.22}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 2.86\text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression:

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20.77\text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 810\text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91):

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\max} = 23.55\text{ KN}$$

 $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 * 3.14 * 12 = 188.4\text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{23.55 * 10^3}{0.9 * 162 * 188.4} = 1.03\text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15\text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.5.4.Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.054 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.069 < 0.075) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.00105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 198 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 9.96 \text{ KN.m} ; M_{0, \text{ser}} = 13.28 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

III.5.4.5.calcul de la flèche (Art B.6.5, 2) BAEL91/99:

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{198}{500} = 0.396 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} , I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie d'application :

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s} , 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du Moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau.III.27.Vérification de la flèche de l'escalier

$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	λ_i	λ_v	μ	$I_{fv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$
31176	0.0042	5	2	0	31176	34293.6	0.054	0.175

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.175 - 0.054 = 0.121 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.121 < \bar{f} = 0.396 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

III.5.5.Schéma de ferrailage:

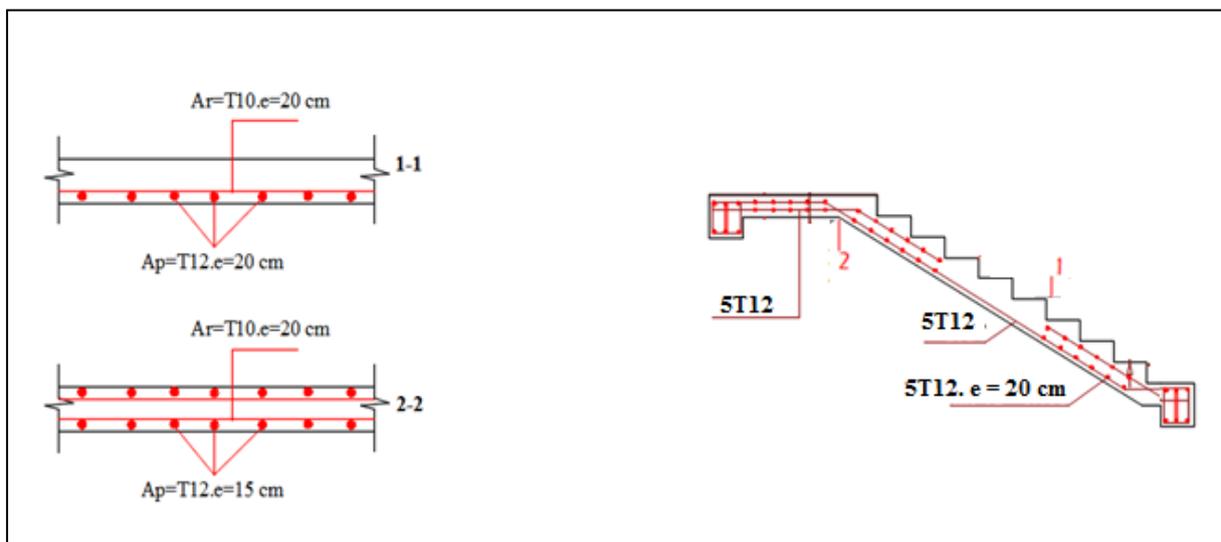


Figure.III.59.Schéma du ferrailage de voleé 3

III.5. Etude de la coupole:**III.5.1. Calcul des efforts:**

- Calculons la charge pour un mètre linéaire:

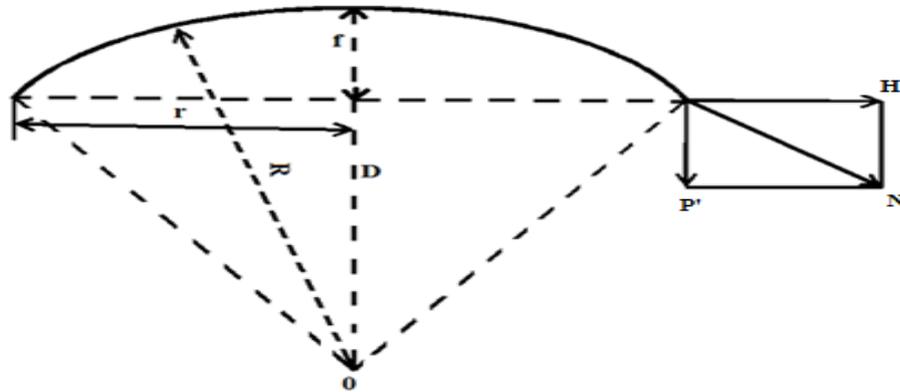


Figure.III.60.Schéma statique de la coupole

III.5.1.1. La charge par mètre linéaire:

$$P' = \frac{p \times R \times f}{r} = \frac{2.5 \times 2.52 \times 2.2}{2.5} = 5.54 \text{ KN/m}$$

III.5.1.2. La poussée horizontale par mètre linéaire:

$$H' = \frac{p \times r^2}{4 \times f} = \frac{2.5 \times 2.5^2}{4 \times 2.2} = 1.76 \text{ KN/m}$$

III.5.1.3. L'effort normal par mètre méridien:

$$N = \sqrt{P'^2 + H'^2} = \sqrt{5.54^2 + 1.76^2} = 5.81 \text{ KN/m}$$

III.5.2. Ferrailage de la coupole:**III.5.2.1. La contrainte de compression du béton:**

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e + 15 \times A_s} N_u = 100 \times e \times \sigma_{bu} + 15 \times A_s \times \sigma_{su}$$

$$A_{su} = \frac{N_u - 100 \times e \times \sigma_{bu}}{15 \times \sigma_{su}} = \frac{5.81 \times 10^3 - 1000 \times 100 \times 14.17}{15 \times 348} = -270.34 \text{ mm}^2$$

$$A_{su} = -2.70 \text{ cm}^2$$

III.5.2.2. Les aciers principaux:

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.2\% \times 100 \times e = 2 \text{ cm}^2$$

On à:

$$A_{s \text{ ad}} \geq \max \{ A_{su \text{ calculer}} ; A_{s \text{ min}} \}$$

$$A_{s \text{ ad}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On convient de prendre 4HA12 totalisant une section de 4.52 cm² (voir annexe, tableau 1) avec un espacement de 20 cm.

III.5.2.3. Les cerces:

$$A_r = \frac{A_s \text{ ad}}{4}$$

$$A_r \geq 1.13 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau d'armature de 1 mètre linéaire on adopte :

Pour l'armature longitudinal : 4HA12

Pour l'armature transversale : 4HA10

Comme la section de la coupole est inférieure à 15 cm et conformément au fascicule 74, nous disposerons les armatures en un seul lit.

III.5.2.4. Comparaison de la contrainte $\bar{\sigma}_b$ et σ_b :

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e} = \frac{5.81}{100 \times 10} = 0.58 \text{ MPa}$$

III.5.2.5. Contrainte admissible dans le béton:

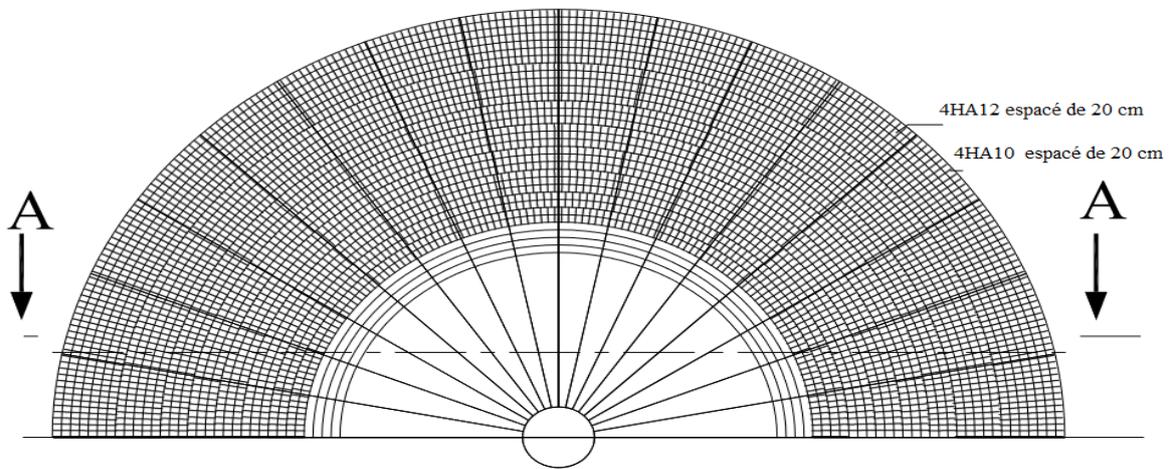
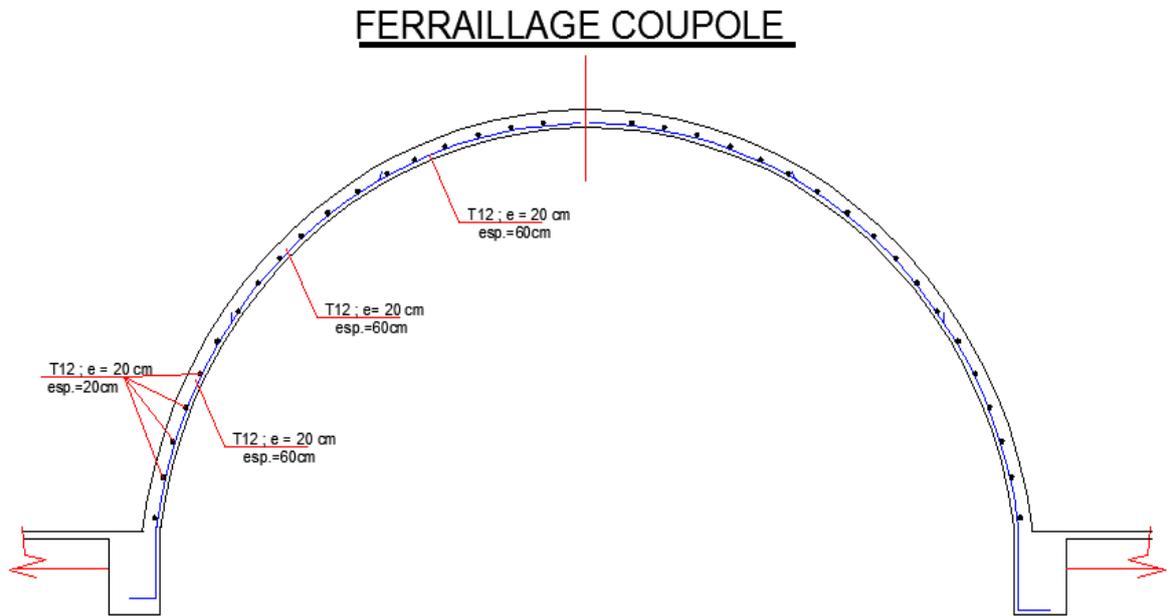
$$\sigma_b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e+0.55}{3} f_{c28} = 837.91 \text{ MPa} \\ \frac{100 \times e}{R} (f_{c28})^{1/3} = 11.60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On prend : $\bar{\sigma}_b = 11.60 \text{ MPa}$

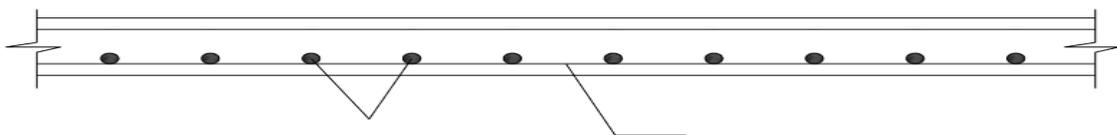
La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible, on prendra comme section d'acier 0.2% de la section

$$\sigma_b = 0.58 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III.5.2.6. schéma de ferrailage de la coupole:



COUPE A-A



HA12 espacé de 20 cm

HA12 espacé de 20 cm

Figure.III.61.ferraillage de la coupole

III.5.3.Ferraillage de la poutre de ceinture:

La ceinture se calcule comme un anneau à une pression interne (poussée de la coupole)

Cette ceinture est donc soumise à une traction :

$$T = H' \times r = 1.76 \times 2.5 = 4.4 \text{ KN}$$

Cette traction sera absorbée par l'armature circulaire de la ceinture.

III.5.3.1.Calcul à l'ELU:

$$\sigma_{bc} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} \geq \frac{T_u}{\sigma_{bc}} = \frac{4.4 \times 10^3}{348} = 0.13 \text{ cm}^2$$

III.5.3.2.Calcul à l'ELS:

La fissuration dans la coupole étant préjudiciable on a:

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 \times f_c; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{s\text{ser}} \geq \frac{T_s}{\sigma_s} = 0.22 \text{ cm}^2$$

III.5.3.3.Condition non fragilité:**❖ Les aciers longitudinaux:**

$$A_{s\text{min}} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = (40 \times 30) \frac{2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

La section d'acier de ceinture de la coupole est alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{su} = 0.13 \text{ cm}^2 \\ A_s \geq \max A_{s\text{ser}} = 0.22 \text{ cm}^2 \\ A_{s\text{min}} = 6.3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On convient de prendre 6HA12 totalisant une section de 6.79 cm² (voir annexe, tableau 1)

avec un espacement de 20 cm.

On adopte : $A_{s\text{ad}} = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ Les aciers transversaux:

$$A_r = \frac{A_{s\text{ad}}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau d'armature de 1 mètre linéaire on adopte :

Pour l'armature longitudinal : 4HA12

Pour l'armature transversale : 4HA10

III.5.3.4.schéma de ferrailage de la coupole:

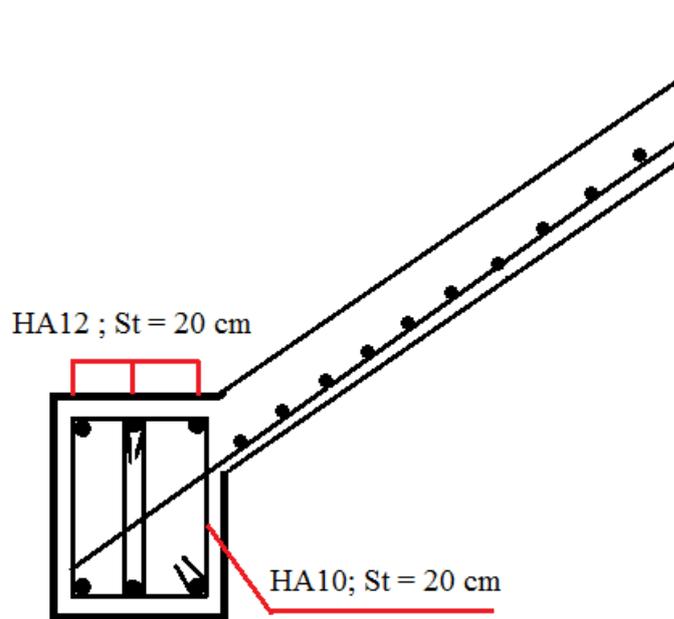


Figure.III.62.Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture

IV.1.Introduction:

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

IV.2.Objectifs de l'étude sismique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3.Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003:

IV.3.1.Zone sismique:

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). RPA 99/2003

IV.3.2.Importance de l'ouvrage (catégorie):

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est une mosquée recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes donc elle est classée dans le groupe d'usage 1B.

IV.4.Méthodes de calcul de l'action sismique:

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4.1.La méthode statique équivalente:

a) Principe de la méthode:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et II et zone III

IV.4.2.La méthode modale spectrale:

a) Principe de la méthode:

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.

b) Conditions d'application:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.Choix de la méthode de calcul:

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.6.Modélisation mathématique:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.7.Modélisation de la structure:

Notre structure est composée de trois blocs :

- a) salle de prière
- b) salle d'ablution
- c) le minaret

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons adopté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sous le nom ETABS.

➤ **Description du logiciel ETABS:**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,3$) Tableau.4.5.RPA99. Correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.7.1.Caractéristiques géométriques des blocs:

a) Salle de prière:

Le bloc est composé d'un seul niveau terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

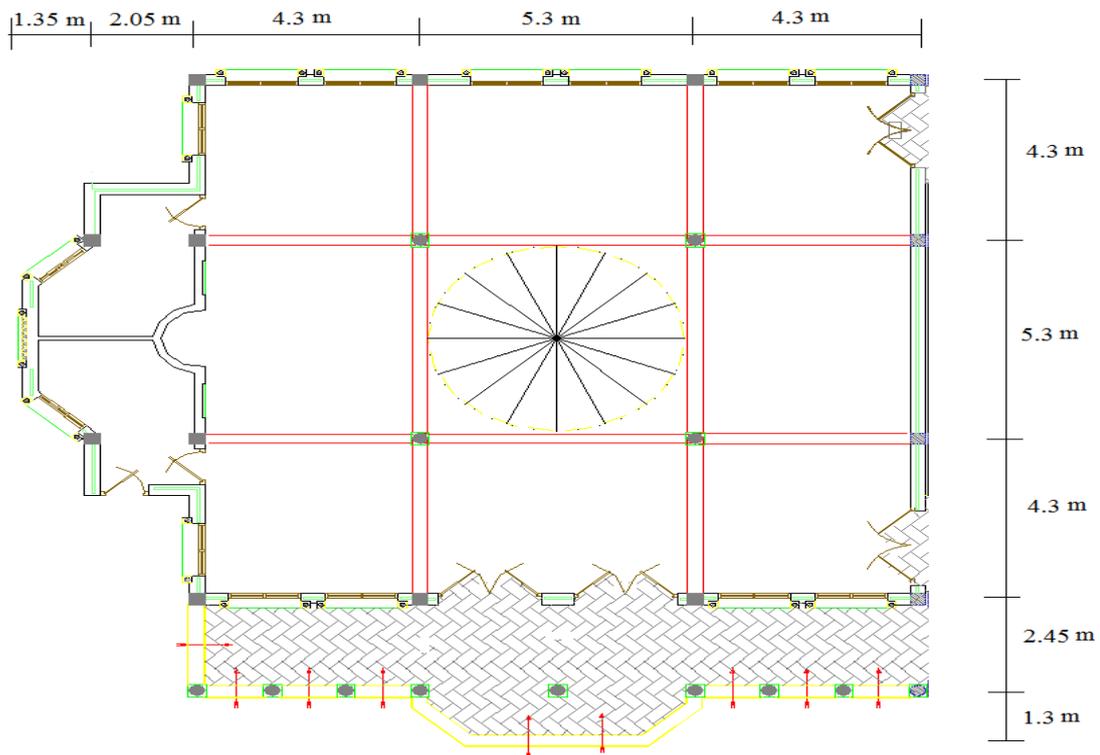


Figure.IV.1.Dimensions en plan salle de prière

b) salle d'ablution:

Le bloc est composé d'un seul niveau terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

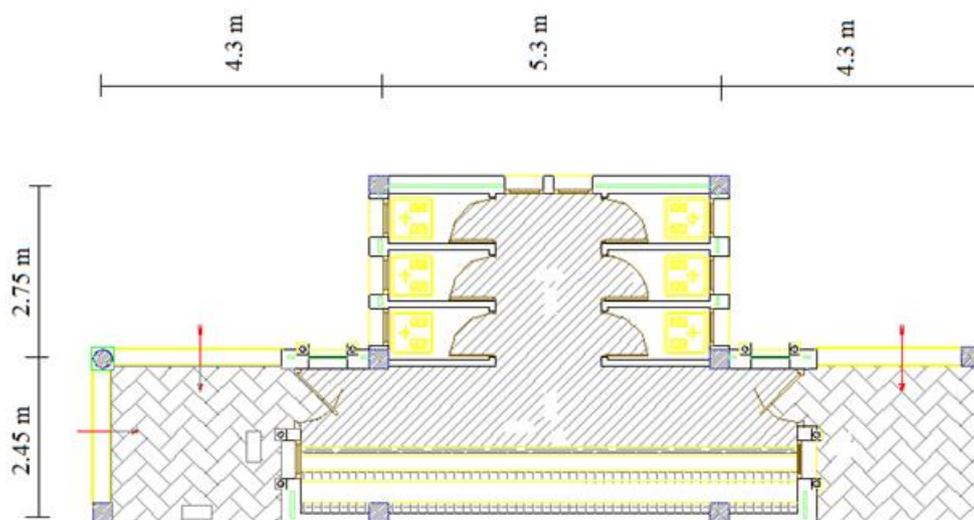


Figure.IV.2.Dimensions en plan salle d'ablution

c) le minaret:

Le bloc est composé de R+3 avec terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométriques sont représentés dans la figure suivante :

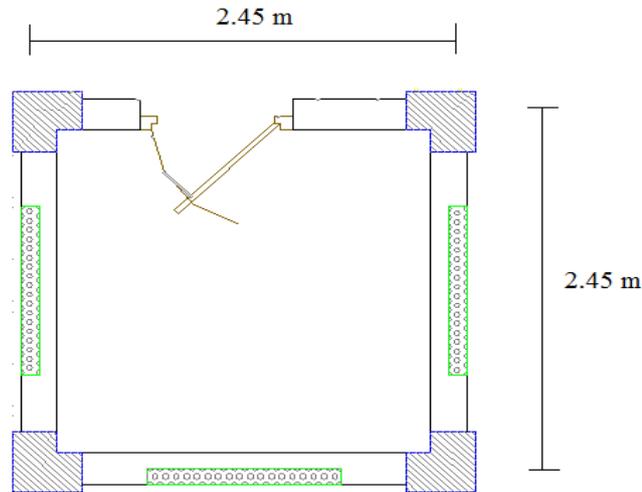


Figure.IV.3.Dimensions en plan le minaret

IV.7.2.Le spectre de réponse de calcul RPA99/2003:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de la zone

Q : facteur de qualité

T₁ Et T₂ : La période caractéristique associée à la catégorie du site

η : Coefficient de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement

IV.7.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse:❖ salle de prière:a) Le coefficient d'accélération de zone:

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.20$.

(Zone IIa . groupe d'usage IB)

Tableau.IV.1.Valeur de coefficient d'accélération de la zone

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0.12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

b) Le coefficient de comportement global de la structure:

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des Portiques auto stables :

❖ Sans remplissages en maçonnerie (salle de prière) :

$$R = 5$$

❖ Avec remplissages en maçonnerie (salle d'ablution, le minaret) :

$$R = 3.5$$

c) Le facteur de qualité:

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003)

➤ **Conditions minimal sur les files de contreventement:**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

a) Sens longitudinal (4 travées):

$$\left. \begin{array}{l} 2.05/4.30 = 0.476 < 1.5 \\ 4.30/5.30 = 0.811 < 1.5 \\ 5.30/4.30 = 1.23 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

b) Sens transversal (4 travées):

$$\left. \begin{array}{l} 2.45/4.30 = 0.57 < 1.5 \\ 4.30/5.30 = 0.81 < 1.5 \\ 5.30/4.30 = 1.23 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

➤ **Redondance en plan:**

Notre structure devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

a) Sens longitudinal (5files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.30/2.05 = 2.58 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

b) Sens transversal : (5 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.30/2.45 = 2.16 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

➤ **La régularité en plan:**

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 :

On calcul :

$$I_x/L_x = 5.30/17.3 = 0.31 \longrightarrow I_x/L_x = 0.17 > 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$I_y/L_y = 5.3/16.35 = 0.32 \longrightarrow I_y/L_y = 0.32 > 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$0.25 < L_x/L_y = 1.05 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc :

On a irrégularité en plan.

➤ **Régularité en élévation:**

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulière en élévation, donc : $p_q = 0$

Donc :

L'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et régulier en élévation

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux:**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05$$

➤ **Contrôle de la qualité d'exécution:**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est observé : $p_q = 0$

Le tableau .IV.2. Résume les valeurs des pénalités pour les 3 blocs :

Tableau.IV.2.valeurs des pénalités P_q

	Salle de prière	Salle d'ablution	Le minaret
Critère « q »	P_q	P_q	P_q
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.00	0.05	0.05
Redondance en plan.	0.05	0.05	0.05
Régularité en plan.	0.05	0.05	0.00
Régularité en élévation.	0.00	0.00	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.0	0.00	0.00
Facteur de qualité (Q)	1.15	1.20	1.15

d) **La période caractéristique associée à la catégorie du site:**

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003. Pour un site ferme on a : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

e) **La période fondamentale de la structure:**

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des Portiques auto stables :

❖ Sans remplissages en maçonnerie (la salle de prière) :

$$C_T = 0.075$$

❖ Avec remplissages en maçonnerie (la salle d'ablution et le minaret) :

$$C_T = 0.05$$

Le tableau .VI.3. Résumé les valeurs de la période fondamentale pour les trois blocs :

Tableau.IV.3.La période fondamentale de la structure

	Salle de prière	Salle d'ablution	Le minaret
$h_N(m)$	4.14	4.14	14.20
T(Seconde)	0.2177	0.1451	0.3657

f) Le facteur d'amplification dynamique moyenne:

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Tableau.IV.4.coefficient d'amortissement critique.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	
Léger	6	4	Béton Armé / Maçonnerie
Dense	7	5	10

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide

Donc on prend d'après le tableau (4.2) RPA99/2003: $\xi(\%) = 7 \%$. pour les trois blocs :

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.8819$$

D'autre part on a $0 < T < T_2$ Seconde

$$\text{donc : } D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.8819 = 2.205$$

Tableau.IV.5.Facteur d'amplification dynamique moyenne

	Salle de prière	Salle d'ablution	Le minaret
T(Seconde)	0.1451	0.1451	0.3657
D	2.205	2.205	2.205

Pour introduire le spectre de réponse dans l'étabs pour les trois blocs on utilise l'application RPA qui donne :

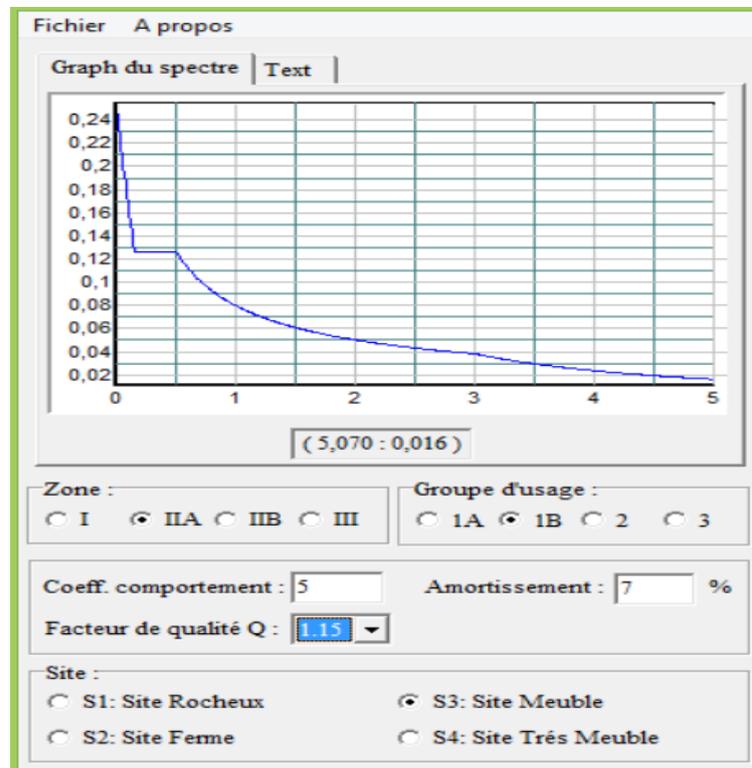


Figure.IV.4.Spectre de réponse de calcul salle de prière

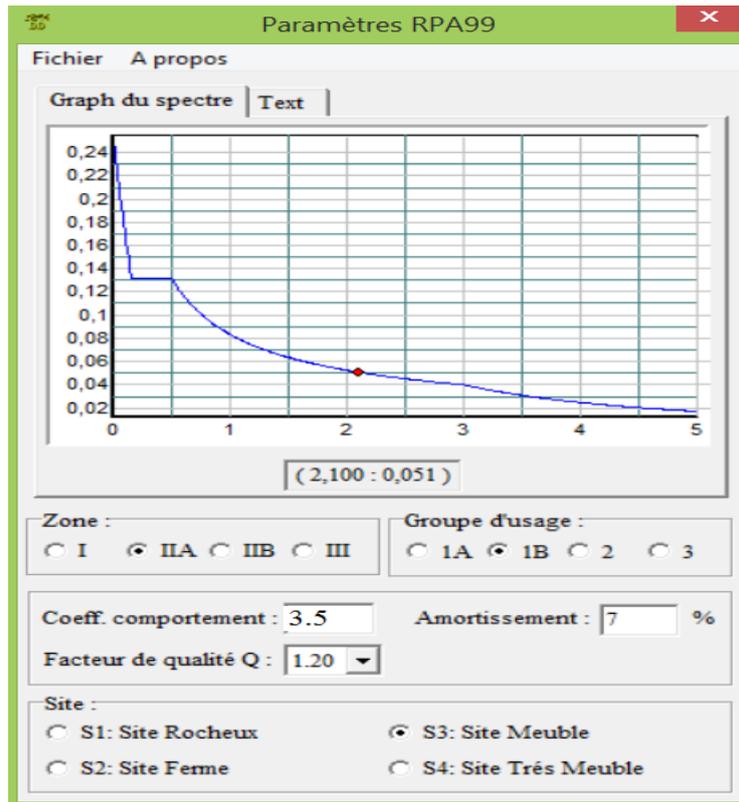


Figure.IV.5.Spectre de réponse de calcul salle d'ablution

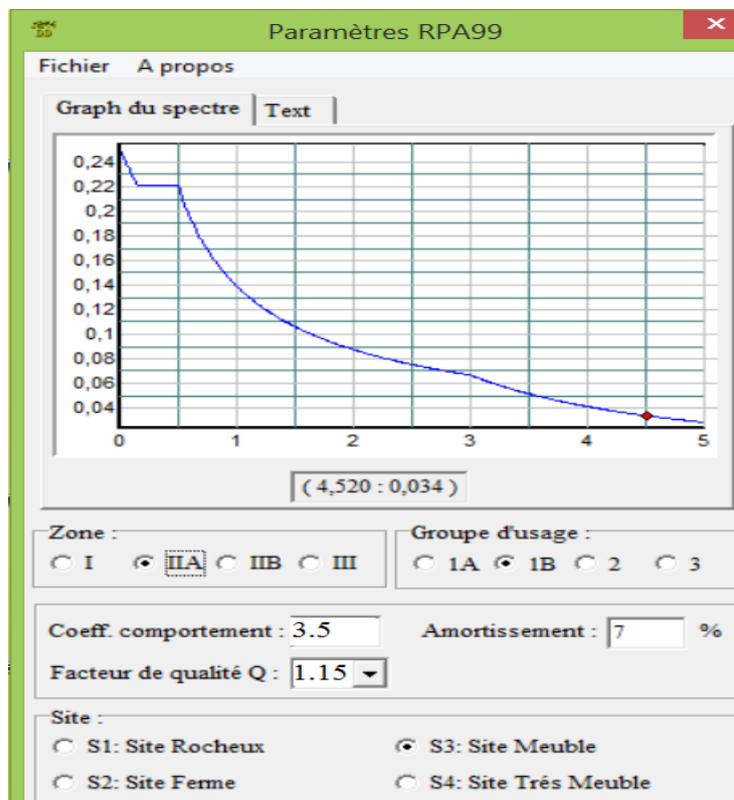


Figure.IV.6.Spectre de réponse de calcul de minaret

IV.7.4.Nombre de modes à considérer:

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

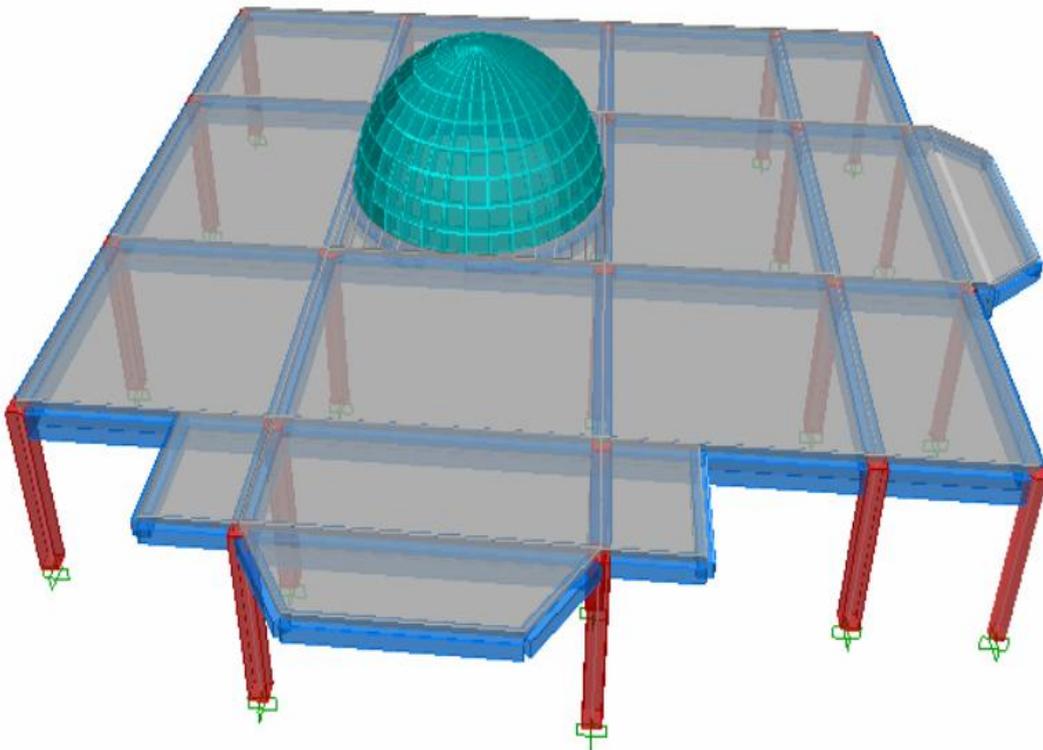
a) salle de prière:

Figure.IV.7.salle de prière (Vue en plan)

D'après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.6.Mode de vibration et taux de participation massique salle de prière

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)						Nature
		U_X	U_Y	U_Z	ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z	
1	0.156881	99.8624	0.1179	0.0243	99.8624	0.1179	0.0243	Translation XX
2	0.156034	0.1227	99.6049	0.2816	99.9851	99.7228	0.3059	Translation YY
3	0.134383	0.0149	0.2771	99.6942	100	100	100	Rotation ZZ

D'après les résultats de tableau (IV.6) on constate que :

- ✓ La période de calcul automatique est : $T_{dyn} = 0.1569$ Seconde

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.2830 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.1569 < T_{cal} = 0.2830 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

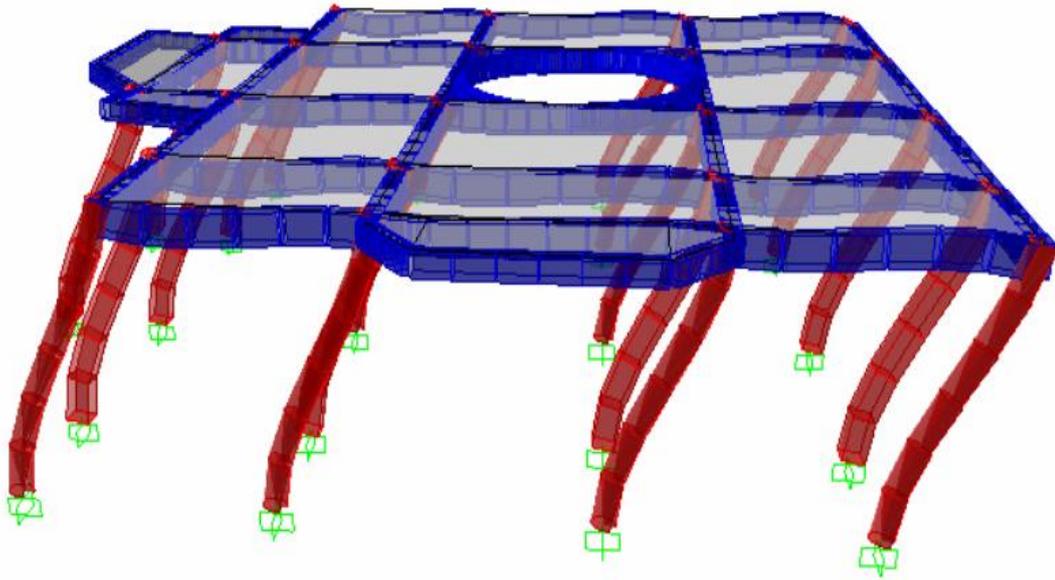


Figure.IV.8.Premier mode (translation XX) salle de prière (Vue en plan) $T = 0.1569$

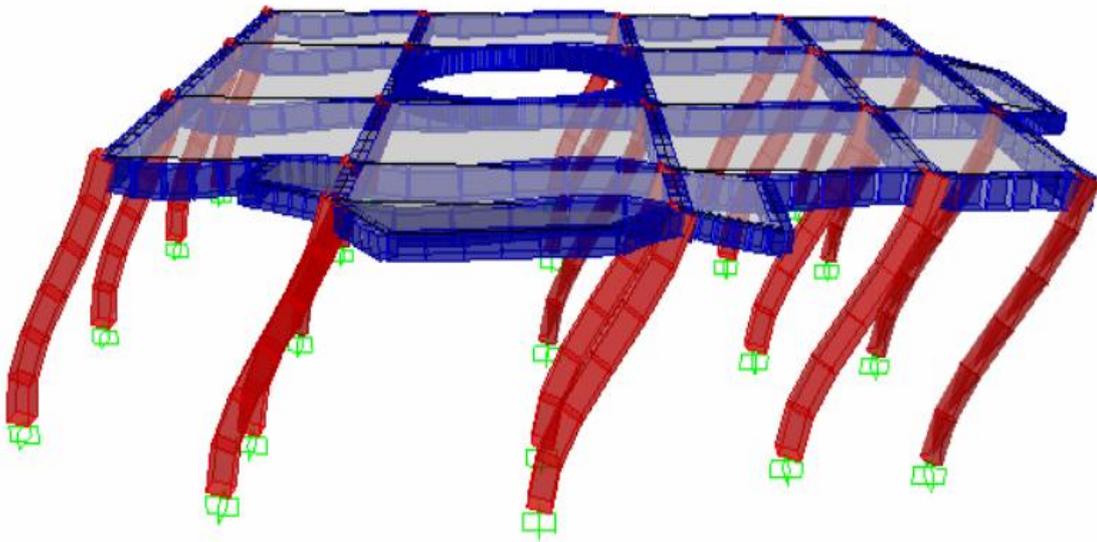


Figure.IV.9.Deuxième mode (translation YY) salle de prière (Vue en plan) $T = 0.1560s$

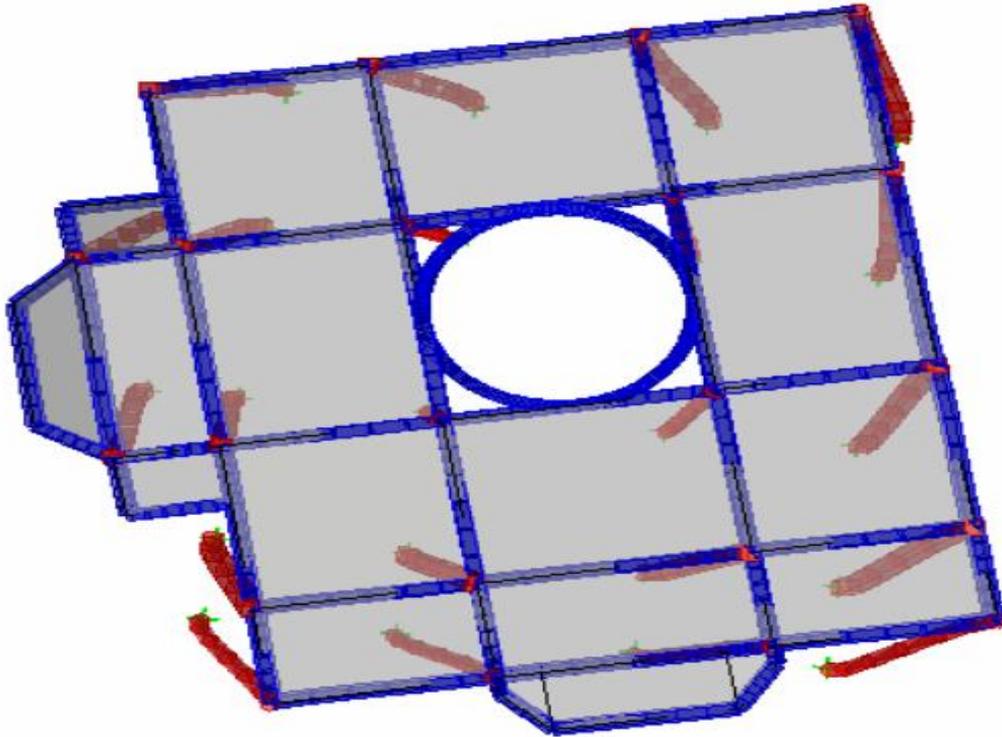


Figure.IV.10.Troisième mode (Rotation ZZ) salle de prière (Vue en plan) $T = 0.1344s$

a) salle d'ablution:

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.7.Mode de vibration et taux de participation massique salle d'ablution

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)						Nature
		U_X	U_Y	U_Z	ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z	
1	0.111538	0	99.7801	0.02078	0	99.7801	0.02078	Translation YY
2	0.108203	100	0	0	100	99.7801	0.02078	Translation XX
3	0.100947	0	0.2199	99.7922	100	100	100	Rotation ZZ

D'après les résultats de tableau (IV.7) on constate que :

- ✓ La période de calcul automatique est : $T_{dyn} = 0.1115$ Seconde

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.1886 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{\text{dyn}} = 0.1115 < T_{\text{cal}} = 0.1886 \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (YY) et (XX) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

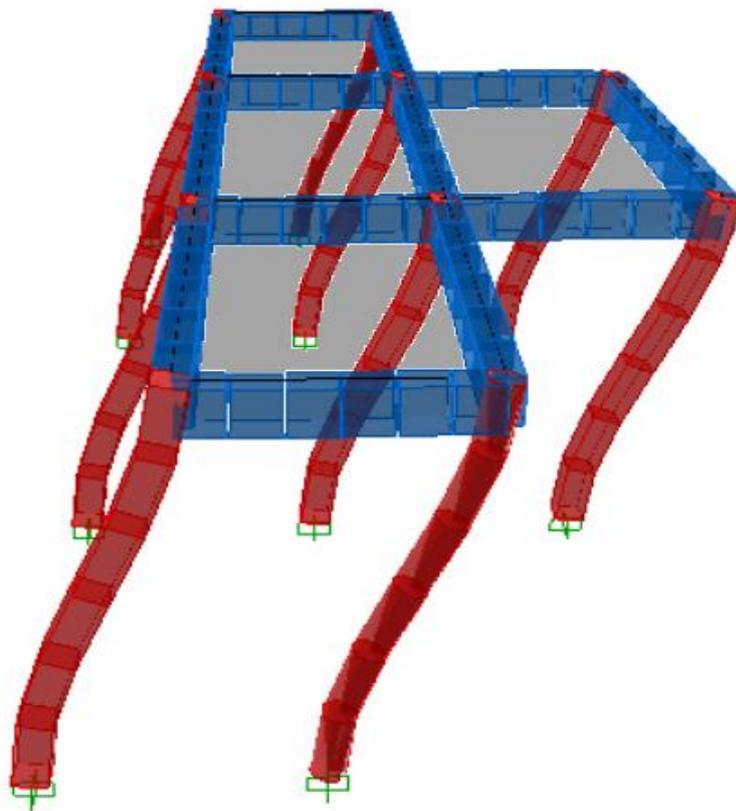


Figure.IV.11.Premier mode (translation YY) salle d'ablution (Vue en plan) $T = 0.1115$ s

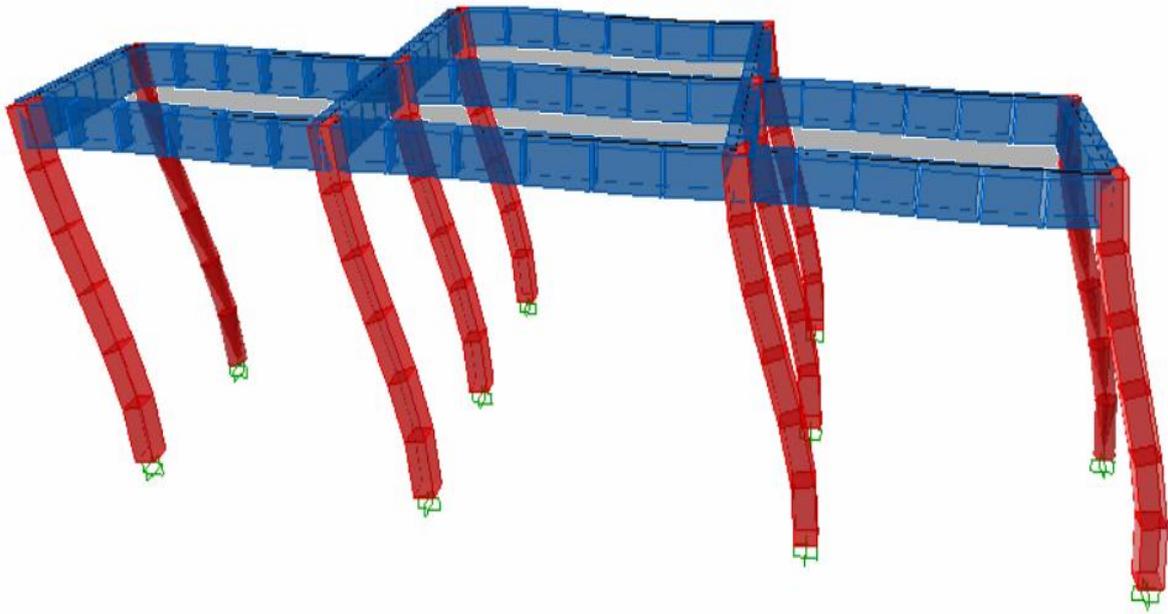


Figure.IV.12.Deuxième mode (translation XX) salle d'ablution (Vue en plan) $T = 0.1082$ s

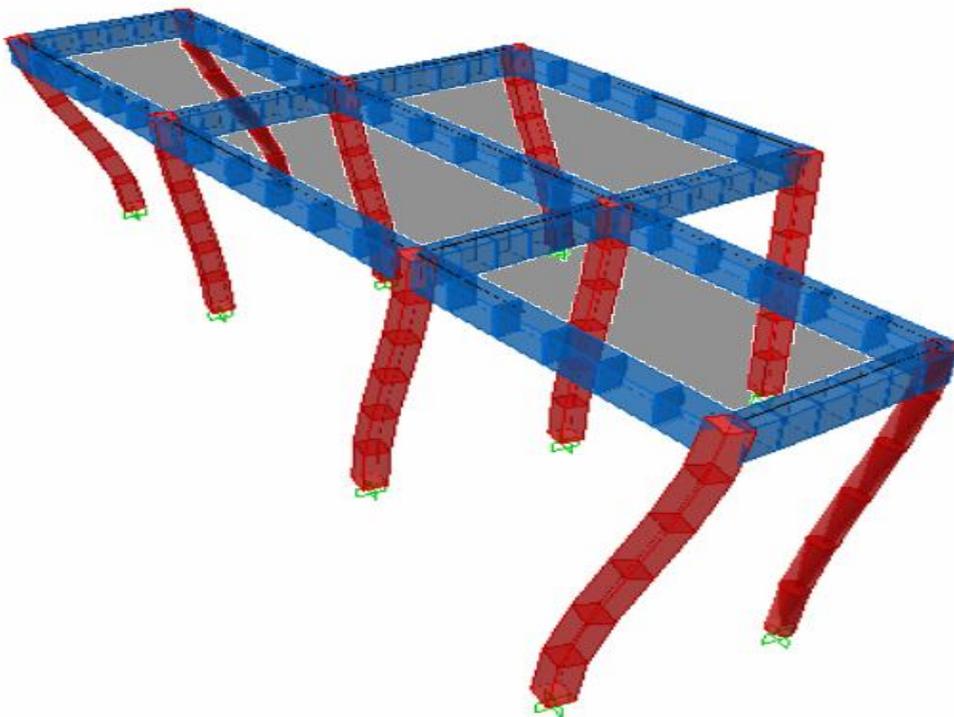


Figure.VI.13.Troisième mode (Rotation ZZ) salle d'ablution (Vue en plan) $T = 0.1009$ s

b) Le minaret:

Pour le minaret nous avons testé deux variantes :

❖ **Variante 1: Ossature auto stable (poteau –poutre)**

❖ **Variante 2: Ossature mixte (portique voiles)**

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.8.Mode de vibration et taux de participation massique de minaret

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)						Nature	
		U _X	U _Y	U _Z	ΣU _X	ΣU _Y	ΣU _Z		
1	V1	0.317853	88.885	0.0067	0.0001	88.85	0.0067	0.0001	Translation XX
	V2	0.204275	81.329	2.2412	0.0018	81.329	2.2412	0.0018	
2	V1	0.317852	0.0067	88.8851	0.001	88.8567	88.8918	0.0011	Translation YY
	V2	0.20469	2.2421	81.3436	0.0014	83.5711	83.5848	0.0032	
3	V1	0.219205	0.001	0.001	91.7203	88.8577	88.8928	91.7214	Rotation ZZ
	V2	0.150147	0.0015	0.0025	87.1969	83.5726	83.5873	87.2001	

D'après les résultats de tableau (IV.8) On constate que :

✓ La période de calcul automatique est :

$$T_{dyn1} = 0.3178 \text{ Seconde}$$

$$T_{dyn2} = 0.2042 \text{ Seconde}$$

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.475 \text{ Seconde}$$

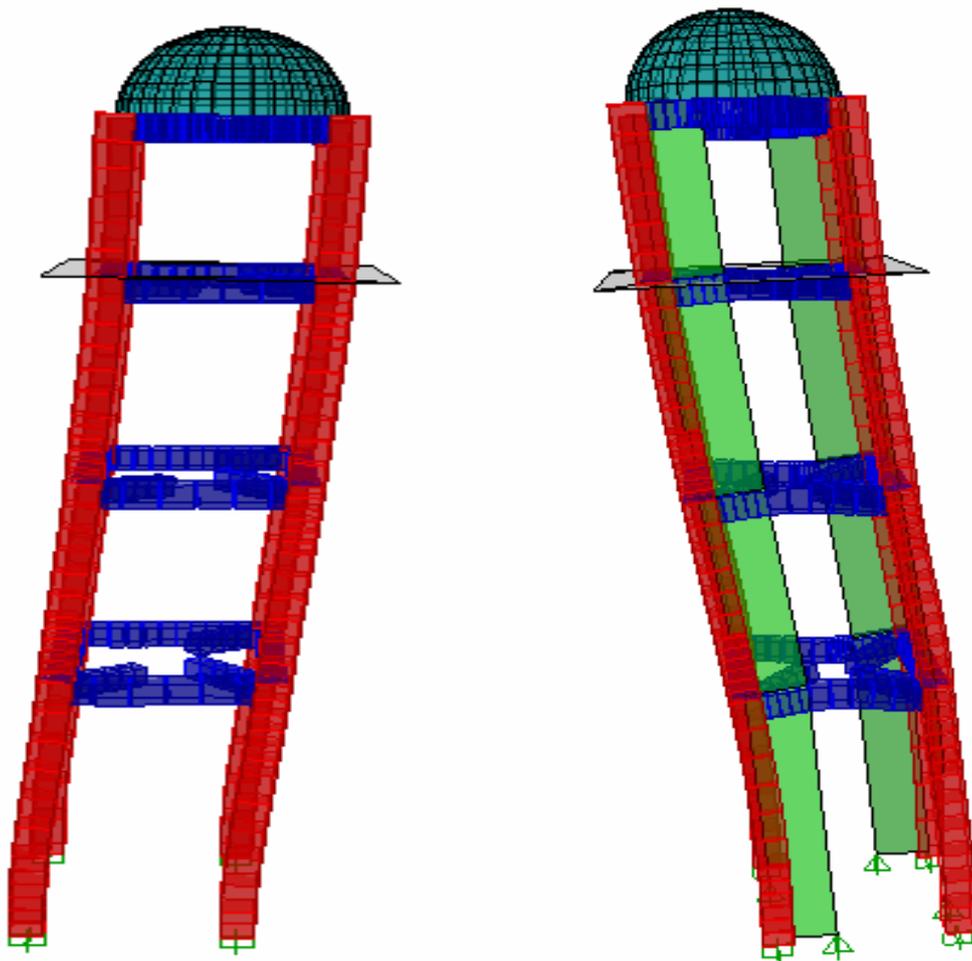
Donc :

$$T_{dyn1} = 0.3178 \text{ s} < T_{cal} = 0.475 \text{ s} \text{ Condition vérifiée}$$

$$T_{dyn2} = 0.2042 \text{ s} < T_{cal} = 0.475 \text{ s} \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation

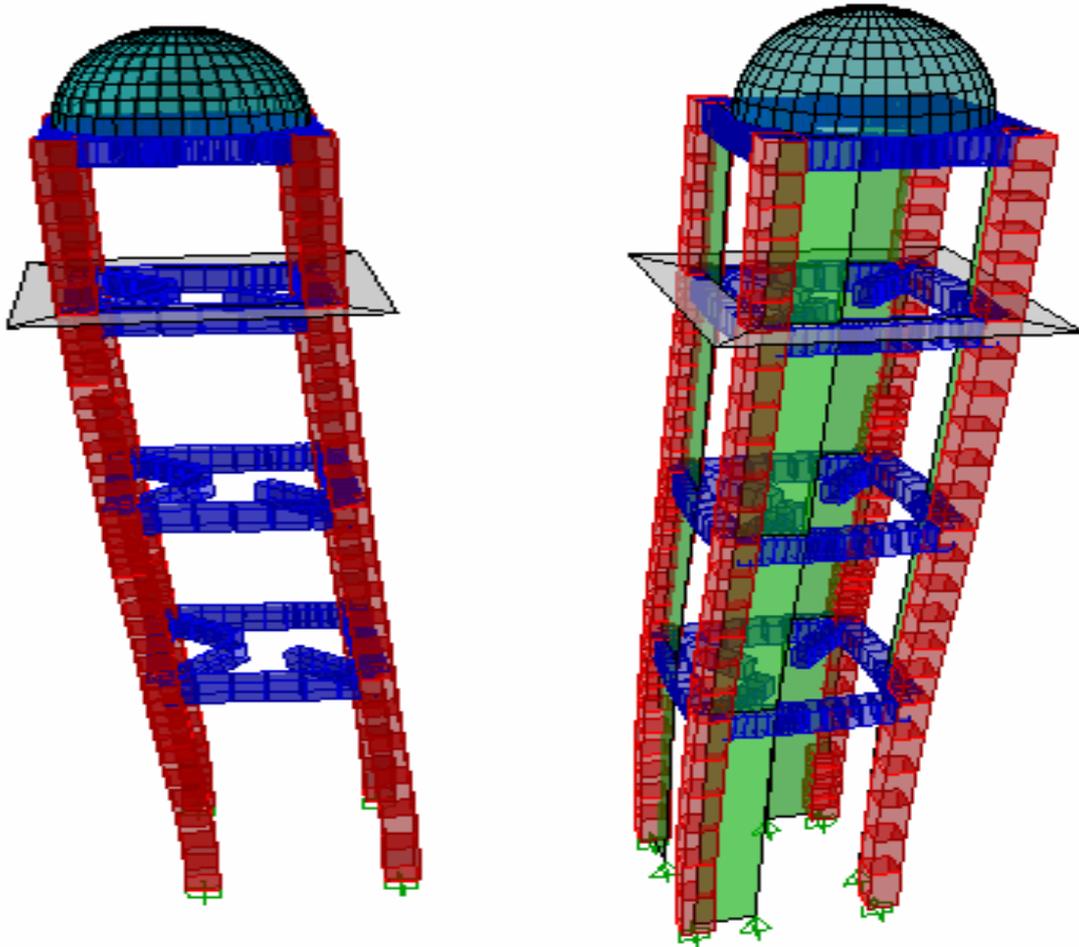
Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant : les modes



Variante1 : $T = 0.3179$ s

Variante 2: $T = 0.2043$ s

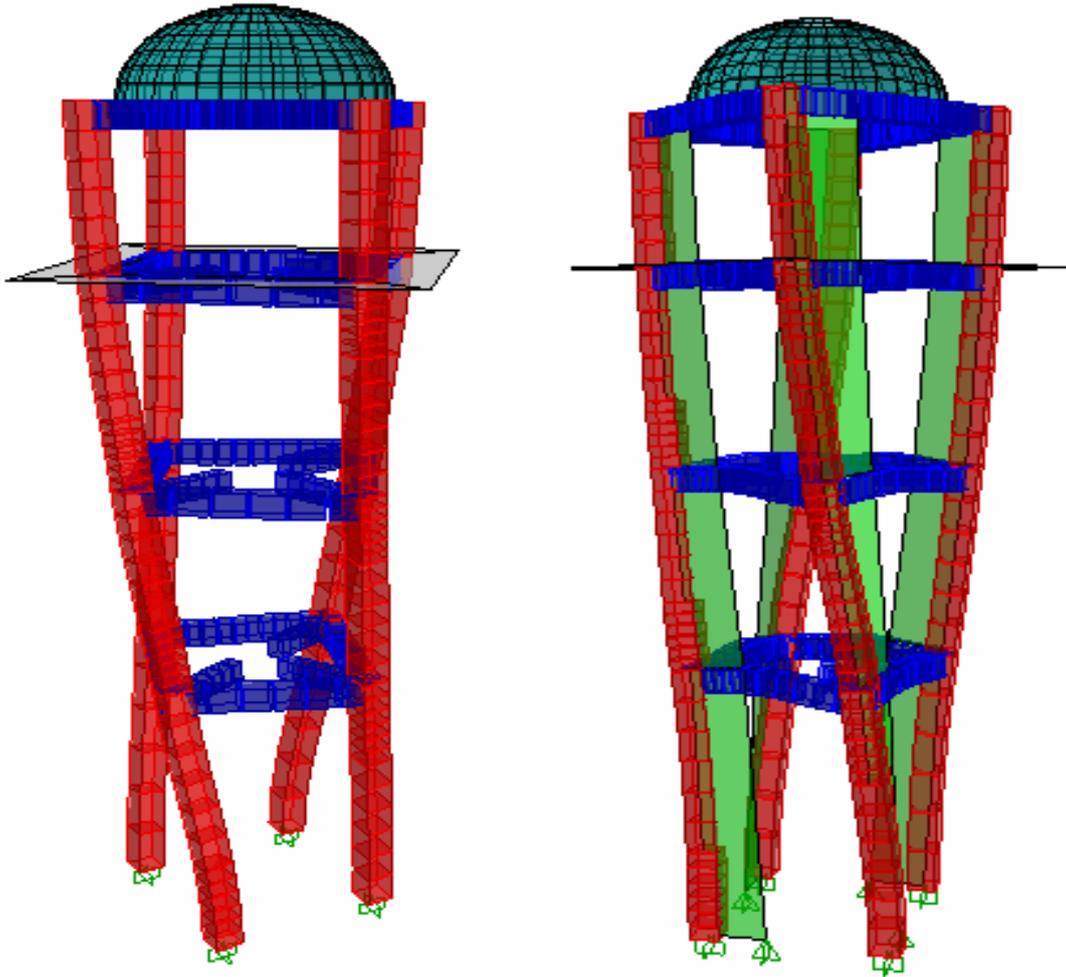
Figure.IV.14.Premier mode (translation XX) de minaret (Vue en plan)



Variante1: $T = 0.3179$ s

Variante2: $T = 0.2047$ s

Figure.IV.15.Deuxième mode (translation YY) de minaret (Vue en plan)



Variante1: $T = 0.2192$ s

Variante2: $T = 0.1501$ s

Figure.IV.16.Troisième mode (Rotation ZZ) de minaret (Vue en plan)

IV.7.6.Détermination du poids total de la structure:

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5)RPA99/2003 dans notre cas $\beta = 0.30$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l'etabs (Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow diaphragm Mass Data), l'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a :

le poids = la masse \times L'accélération de la pesanteur

D'où : $W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9.81$

Les résultats de la masse set des poids de chaque étage pour chaque bloc sont représenté dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.9.Poids totale de salle de prière

STORY	Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
STORY1	251.92	2519.2	2519.2

Tableau.IV.10.Poids totale de salle d'ablution

STORY	Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
STORY1	24.436	244.36	244.36

Tableau.IV.11.Poids totale de minaret

STORY		Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
STORY 4	V1	7.0883	70.88	70.88
	V2	8.0265	80.27	80.27
STORY 3	V1	12.804	128.04	198.92
	V2	14.9903	149.90	230.17
STORY 2	V1	8.4601	84.60	283.52
	V2	10.9563	109.56	339.73
STORY 1	V1	9.5751	95.75	379.30
	V2	12.5119	125.12	464.85
Poids totale de bloc			Variante 1	379.30
			Variante 2	464.85

IV.7.7.Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent:

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

a) **salle de prière:**

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.20 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 2519.2 = 255.52 \text{ kN}$$

b) **salle d'ablution:**

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.20 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 244.36 = 36.95 \text{ kN}$$

c) **Le minaret:**

❖ **Variante (1):**

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.20 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 379.30 = 54.96 \text{ kN}$$

❖ **Variante (2):**

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.20 \times 2.04 \times 1.15}{3.5} \times 464.85 = 62.32 \text{ kN}$$

IV.7.8. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral:

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.12.Effort tranchant modale de salle prière

Mode	Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.1569	0.18	99.86	0.12	2519.2	452.82	0.54
2	0.1560	0.18	0.12	99.60	2519.2	0.54	451.6422
3	0.1344	0.52	0.01	0.28	2519.2	0.13	3.6680

Tableau.IV.13.Effort tranchant modale de salle d'ablution

Mode	Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.1115	0.20	0	99.78	244.36	0	48.76
2	0.1082	0.21	100	0	244.36	51.32	0
3	0.1009	0.21	0	0.23	244.36	0	0.12

Tableau.IV.14.Effort tranchant modale de minaret (poteau –poutre)

Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
0.317853	0.19	88,885	0,0067	379.30	64.10	0.0049
0.317852	0.19	0,0067	88,8851	379.30	0.0049	64.10
0.219205	0.19	0.0002	0.0002	379.30	0.0002	0.0002
0.08033	0.20	9,5264	0,0001	379.30	7.23	0.00008
0.080329	0.20	0,0001	9,5263	379.30	0.00008	7.23

Tableau.IV.15.Effort tranchant modale de minaret (portique voiles)

Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
0.204275	0.19	81,3294	2,2412	464.85	71.82	1.98
0.204169	0.19	2,2421	81,3436	464.85	1.98	71.84
0.150147	0.19	0,0015	0,0025	464.85	0.0014	0.0023
0.046647	0.20	12,1084	0,0463	464.85	11.26	0.043
0.046605	0.20	0,0463	12,0987	464.85	0.05	11.25

➤ **Combinaison des réponses modales:**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modale retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.16.Vérification de l'indépendance des modes de salle prière

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0,156881	0.99	0.58	NV
2	0,156034	0.86	0.58	NV
3	0,134383	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 453.36 \text{ KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 452.19 \text{ KN}$$

Tableau.IV.17.Vérification de l'indépendance des modes salle d'ablution

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.111538	0.97	0.58	NV
2	0.108203	0.93	0.58	NV
3	0.100947	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 51.32 \text{ KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 48.76 \text{ KN}$$

Tableau.IV.18.Vérification de l'indépendance des modes de minaret (poteau –poutre)

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.317853	0.99	0.58	NV
2	0.317852	0.69	0.58	NV
3	0.219205	0.37	0.58	CV
4	0.08033	0.99	0.58	NV
5	0.080329	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 64.51 \text{ KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 64.51 \text{ KN}$$

Tableau.IV.19.Vérification de l'indépendance des modes de minaret (portique voiles)

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.204275	0.99	0.54	NV
2	0.204169	0.74	0.54	NV
3	0.150147	0.31	0.54	CV
4	0.046647	0.99	0.54	NV
5	0.046605	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 74.65 \text{ KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 74.67 \text{ KN}$$

IV.7.9.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7$ Sec donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .IV.20.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur salle prière

STORY	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
STORY 1	4.14	2519.2	453.36	453.36	452.20	452.20

Tableau.IV.21.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur salle d'ablution

STORY	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
STORY 1	4.14	244.36	51.32	51.32	48.76	48.76

Tableau.IV.22.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur de minaret (poteau –poutre)

STORY	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
STORY 4	12.56	70.88	64.51	17.98	64.54	18.01
STORY 3	10.26	128.04	64.51	26.54	64.54	26.59
STORY 2	7.02	84.60	64.51	12.00	64.54	12.4
STORY 1	4.14	95.71	64.51	8.01	64.54	8.05

Tableau.IV.23.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur de minaret (Portique voiles)

STORY	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
STORY 4	12.56	80.27	74.65	19.53	74.67	19.55
STORY 3	10.26	149.9	74.65	29.8	74.67	29.10
STORY 2	7.02	109.60	74.65	15.28	74.67	15.30
STORY 1	4.14	125.11	74.65	10.03	74.67	10.10

IV.8.Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA:**IV.8.1.Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure:**

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente, les résultats obtenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.24.Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle de prière

	$V_{\text{statique}}(\text{kN})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kN})$	$0.8V_{\text{sta}}$	Observation
Sens XX	255.52	453.36	204.42	vérifié
Sens YY	255.52	452.20	204.42	vérifié

Tableau.IV.25.Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle d'ablution

	$V_{\text{statique}}(\text{kN})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kN})$	$0.8V_{\text{sta}}$	Observation
Sens XX	36.95	51.32	29.56	vérifié
Sens YY	36.95	48.76	29.56	vérifié

Tableau.IV.26.Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret (poteau –poutre)

	$V_{\text{statique}}(\text{kN})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kN})$	$0.8V_{\text{sta}}$	Observation
Sens XX	54.96	64.51	43.97	vérifié
Sens YY	54.96	64.51	43.97	vérifié

Tableau.IV.27.Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret (Portique voiles)

	$V_{\text{statique}}(\text{kN})$	$V_{\text{dynamique}}(\text{kN})$	$0.8V_{\text{sta}}$	Observation
Sens XX	62.32	74.65	49.86	vérifié
Sens YY	62.32	74.67	49.86	vérifié

IV.8.2. Effets de l'excentricité accidentelle:**a) Salle de prière:**➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse:**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ETABS)

Tableau.IV.28.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité salle de prière

Story	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)
Story 1	8.253	8.171	8.124	8.139

➤ **Evaluation des excentricités:**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique:**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |XCM - XCR|$$

$$e_y = |YCM - YCR|$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.IV.29.Excentricité théorique dans les deux sens salle de prière

Story	e_x (m)	e_y (m)
Story 1	0.129	0.032

✓ **Excentricité accidentelle:**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_x = 0.85 \text{ m}$$

Donc :

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 0.85 \text{ m}$$

b) Salle d'ablution:**➤ Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse:**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (toiture en charpente métallique, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ETABS)

Tableau.IV.30.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité salle d'ablution

Story	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)
Story 1	1.975	6.95	1.926	6.95

➤ Evaluation des excentricités:

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ Excentricité théorique:

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Tableau.IV.31.Excentricité théorique dans les deux sens salle d'ablution

Story	e_x (m)	e_y (m)
Story 1	0.049	0

✓ Excentricité accidentelle:

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 0.70 \text{ m}$$

Donc :

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 0.70 \text{ m}$$

c) **Le minaret:**➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse:**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (toiture en charpente métallique, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ETABS)

Tableau.IV.32.Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité de minaret
(Portique voiles) et (poteau –poutre)

STORY	Variant	XCM (m)		YCM (m)		XCR(m)		YCR (m)	
		V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2
STORY 4		1.225	1.225	1.225	1.225	1.225	1.225	1.225	1.225
STORY 3		1.225	1.225	1.225	1.223	1.225	1.223	1.225	1.226
STORY 2		1.225	1.225	1.225	1.224	1.225	1.217	1.225	1.23
STORY 1		1.225	1.225	1.225	1.225	1.225	1.21	1.225	1.235

➤ **Evaluation des excentricités:**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique:**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Tableau.IV.33.Excentricité théorique dans les deux sens de minaret

STORY	$e_x(m)$	$e_y(m)$
STORY 4	0	0
STORY 3	0.002	0.003
STORY 2	0.008	0.006
STORY 1	0.015	0.01

✓ **Excentricité accidentelle:**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 0.12 \text{ m}$$

Donc : $e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 0.12 \text{ m}$

VI.8.3.Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages .En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad R = 5$$

$$\overline{\Delta}_k = \frac{he}{100}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

a) le minaret:

Tableau.IV.34.Déplacement inter-étage dans le sens XX-YY de minaret (poteau –poutre)

STORY	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)	observation
STORY 4	0.40	2	0.25	2.30	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 3	0.35	1.75	0.45	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 2	0.26	1.3	0.65	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 1	0.13	0.65	0.65	4.14	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Tableau.IV.35.Déplacement inter-étage dans le sens XX- YY de minaret (Portique voiles)

STORY	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)	observation
STORY 4	0.17	0.85	0.15	2.30	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 3	0.14	0.70	0.2	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 2	0.10	0.50	0.3	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
STORY 1	0.04	0.20	0.2	4.14	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Conclusion: les déplacements sinter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/2003 est vérifiée.

VI.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets de 2^o ordre ou l'effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais est à tous les niveaux :

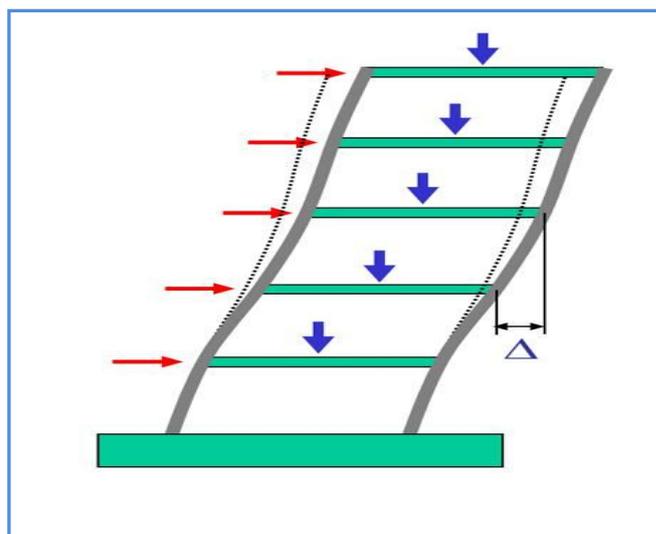
$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Figure.IV.17.Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

a) **Le minaret:**

Tableau.IV.36.Vérification de l'effet P- Δ sens XX-YY de minaret (poteau –poutre)

STORY	P_k (kN)	$\Delta_k 10^{-2}$ (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_x
STORY 4	70.88	0.25	17.98	17.98	2.30	0.004
STORY 3	128.04	0.45	26.54	44.52	3.06	0.004
STORY 2	84.60	0.65	12.00	56.52	3.06	0.003
STORY 1	95.71	0.65	8.01	64.53	4.14	0.002

Tableau.IV.37.Vérification de l'effet P- Δ sens XX-YY de minaret (Portique voiles)

STORY	P_k (kN)	$\Delta_k 10^{-2}$ (m)	$F_{Y,dyn,i}$ (kN)	$V_{Y,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_Y
STORY 4	80.27	0.85	19.53	19.53	2.30	0.015
STORY 3	149.9	0.70	29.8	49.33	3.06	0.007
STORY 2	109.60	0.50	15.28	64.61	3.06	0.003
STORY 1	125.11	0.20	10.03	74.64	4.14	0.0008

Conclusion : θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 donc l'effet du 2^o ordre est négligeable.

VI.8.5.Vérification vis-à-vis du renversement:

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Donc :

$$M_{\text{Stabilisateur}} = W \times b$$

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

Et :

$$M_{\text{Renversement}} = \sum_{i=1}^n V_i H_i$$

V_i : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

a) **Salle de prière:**

Tableau.IV.38.Moment de renversement la salle de prière

Etage	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)	H (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN. m)
RDC	4.14	453.36	1876.91	4.14	452.20	1872.11

➤ **Moment stabilisateur:**

$$b_{xi} = L_x - X_{Gi} = 17.3 - 8.25 = 9.05 \text{ m}$$

$$b_{yi} = L_y - Y_{Gi} = 13.9 - 8.14 = 5.76 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 2519.2 \times 9.05 = 22798.76 \text{ kN. m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 2519.2 \times 5.76 = 14510.6 \text{ kN. m}$$

Alors :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 12.7 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 7.75 \geq 1.5$$

b) **salle d'ablution:**

Tableau.IV.39.Moment de renversement de la salle d'ablution

Etage	Sens XX			Sens YY		
	d_i (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)	d_i (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN. m)
Terrasse	4.14	51.32	212.46	4.14	48.76	201.87

➤ **Moment stabilisateur:**

$$b_{xi} = L X - X_{Gi} = 5.2 - 1.98 = 3.22 \text{ m}$$

$$b_{yi} = L y - Y_{Gi} = 13.9 - 6.95 = 8.14 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 244.36 \times 3.22 = 786.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 244.36 \times 8.14 = 1989.1 \text{ kN.m}$$

Alors:

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 3.89 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 9.8 \geq 1.5$$

b) **Le minaret:**❖ **Variante 1:**

Tableau.IV.40.Moment de renversement de minaret (poteau –poutre)

STORY	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	F _{x,dyn,i} (kN)	M _{Ren} (kN.m)	H (m)	F _{y,dyn,i} (kN)	M _{Ren} (kN.m)
STORY 4	12.56	8.01	100.61	12.56	8.01	100.61
STORY 3	10.26	12.00	123.12	10.26	12.00	123.12
STORY 2	7.2	26.54	191.10	7.2	26.54	191.10
STORY 1	4.14	17.98	74.44	4.14	17.98	74.44
			489.25			489.25

➤ **Moment stabilisateur:**

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 929.30 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 929.30 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 1.9 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 1.9 \geq 1.5$$

❖ **Variante 2:**

Tableau.IV.41.Moment de renversement de minaret (Portique voiles)

STORY	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	F _{x,dyn,i} (kN)	M _{Ren} (kN.m)	H (m)	F _{y,dyn,i} (kN)	M _{Ren} (kN. m)
STORY 4	12.56	10.03	125.98	12.56	10.05	126.22
STORY 3	10.26	15.28	156.77	10.26	15.30	156.97
STORY 2	7.2	29.8	214.56	7.2	29.10	209.52
STORY 1	4.14	19.53	80.85	4.14	19.55	80.94
			578.20			573.65

➤ **Moment stabilisateur:**

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 1138.88 \text{ kN. m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 1134.23 \text{ kN. m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 2.0 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 2.1 \geq 1.5$$

Conclusion:

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (N_{red}):**

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.IV.42.L'effort normal réduit

section	N_{rd} (KN)	F_{C28} (MPa)	N_{red} (KN)	Observation
Poteau carré 40x40	229.78	25	0.05	vérifiée
Poteau circulaire 40	328.74	25	0.10	vérifiée

VI.9. Justification de la largeur des joints sismiques:

Trois blocs voisins doivent être séparés par des joints sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacement maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé.

avec :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

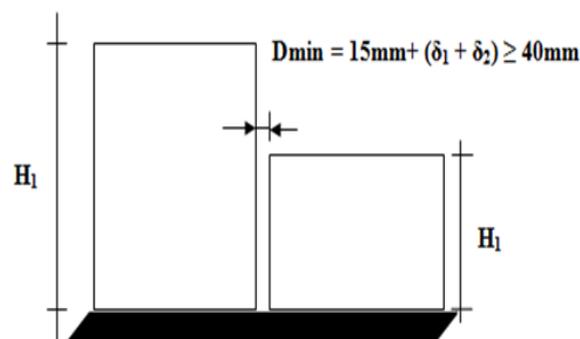


Figure.IV.18.Largeur minimum du joint sismique

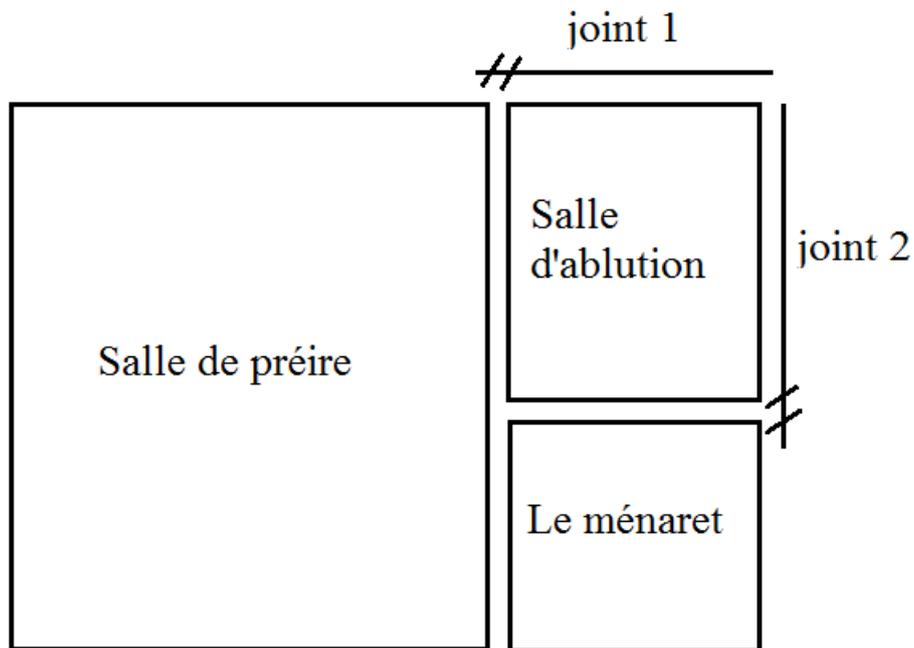


Figure.IV.19.Disposition des joints sismique

➤ **Calcul de joint 1:**

$$d_{\min} = 15 + 6.5 + 2.5 = 21.7 \text{ mm} = 2.4 \text{ cm}$$

On adopte un joint sismique de 4 cm de largeur.

➤ **Calcul de joint 2:**

$$d_{\min} = 15 + 2.5 + 6.5 = 22.8 \text{ mm} = 2.4 \text{ cm}$$

On adopte un joint sismique de 4 cm de largeur

IV.10. Etude de la stabilité du minaret sous l'action du vent:

Il est possible de déterminer la valeur rapprochée de la résultante horizontale du vent et de moment associée à partir de 2 ou 3 valeurs de la pression calculées par la méthode exposée ci-dessous [1].

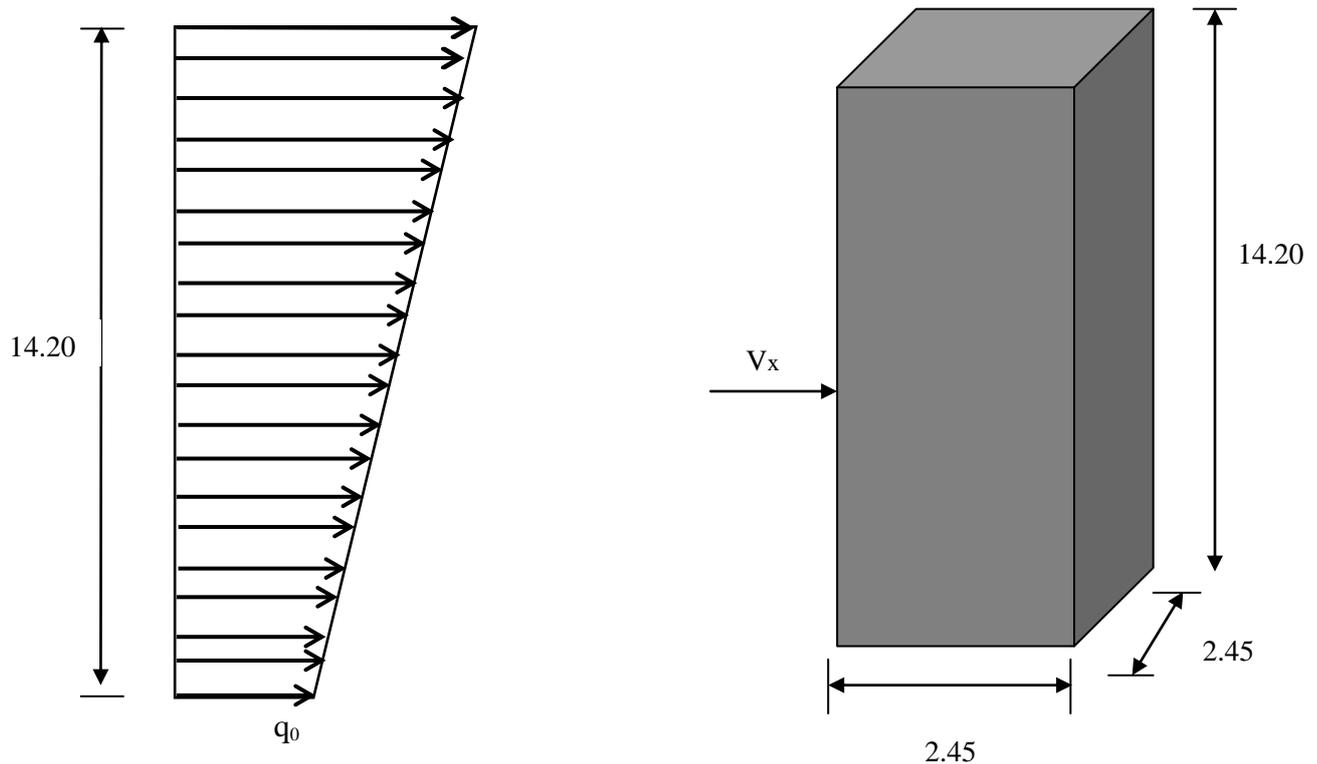
IV.10.1. calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal):

Figure.IV.20.l'action de vent trapézoïdal

- ✓ La résultante du vent à la base du bâtiment :

$$F = \frac{q_0 + q_2}{2} \times H$$

- ✓ Le moment de renversement d'ensemble par rapport à la base est :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q_0 + 2q_2}{6} \times H^2$$

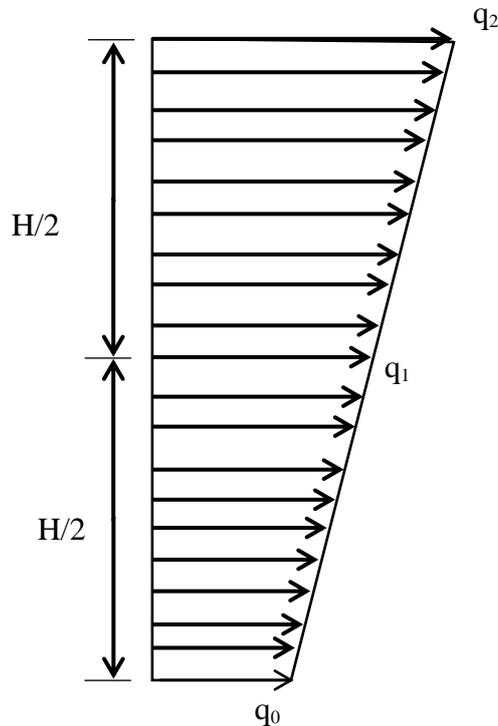
IV.10.2.calcul à l'aide de 3 points (vent parabolique):

Figure.VI.21.l'action de vent parabolique

On calcule la pression de vent à la base à mi-hauteur et au sommet du bâtiment.

Le calcul de la résultante est effectué en utilisant la méthode de Simpson

$$F = \frac{q_0 + 4q_1 + q_2}{6} \times H$$

Le moment de renversement d'ensemble exercée par le vent par rapport à la base est :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q_0 + 2q_1 + q_2}{6} \times H^2$$

Dans notre cas on utilisera la méthode du vent parabolique. La pression du vent sera déterminée selon les règles RNV99/2003.

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

✓ q_{ref} : pression dynamique de référence fonction de la zone. En zone I :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Tableau 2.3) RNV 99}$$

✓ C_{ex} : coefficient d'exposition au vent.

a) Calcul du coefficient d'exposition:

Le coefficient d'exposition tient compte de la rugosité du terrain, de la topographie, du site et de la hauteur h au-dessus du sol.

Ainsi que de la turbulence du vent.

Coefficient dynamique : pour les cheminées et ouvrages assimilés encadrés assimilables.

Selon l'abaque de la figure 3.7 page 54 RNV99

$$C_d = 0,95$$

$C_d < 1.2 \implies$ le minaret est peu sensible aux excitations dynamiques

D'où :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right]$$

b) Coefficient de rugosité C_r (ch 02, § 4.2) RNV 99:

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_T \times \ln \left(\frac{h}{h_0} \right) \text{ pour } h_{min} < h < 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T \times \ln \left(\frac{h_{min}}{h_0} \right) \text{ pour } h < h_{min}$$

➤ **Terrain de catégorie III :**

Tableau.IV.43.Les facteurs de site

Kt	h ₀ (m)	h _{min} (m)	C _t
0.22	0.3	8	1.15

Avec :

K_t : facteur de terrain
 h₀ : paramètre de rugosité
 h_{min} : hauteur minimale

(Tableau 2.4) RNV 99

C_t : coefficient topographique (Tableau 2.5) RNV 99

❖ **au milieu et à la base du minaret h < h_{min} :**

Nous avons h = 7.1 m < Z_{min} = 8 m

✓ Coefficient de rugosité :

$$C_{r(0,7.1)} = K_T \times \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right)$$

$$C_{r(0,7.1)} = 0.722$$

Donc :

$$C_{ex} = 1.15^2 \times 0.722^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1.15}\right]$$

$$C_{ex} = 1.97$$

On obtient : q_h = 375 × 1.97

$$q_h = 738.02 \text{ N/m}^2$$

Au sommet du minaret:

Nous avons h₀ = 8 m < h = 14.20 m < 200 m

$$C_{r(14.20)} = K_T \times \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right)$$

$$C_{r(14.20)} = 0.848$$

Donc :

$$C_{ex} = 1.15^2 \times 0.848^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.848 \times 1.15}\right]$$

$$C_{ex} = 2.45$$

On obtient : q_h = 375 × 2.45

$$q_h = 919.80 \text{ N/m}^2$$

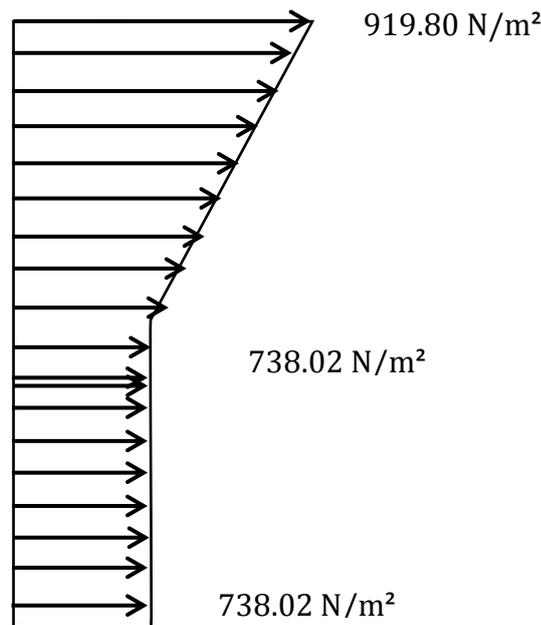


Figure.IV.22.L'action de vent au milieu et à la base du minaret

➤ Méthode des 2 points (vent trapézoïdal):

- ❖ Résultante du vent à la base :

$$F = \frac{q_0 + q(14.2)}{2} \times H = 11.77 \text{ KN/m}$$

- ❖ Le moment de renversement d'ensemble à la base :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q_0 + 2 q(14.2)}{6} \times H^2 = 259.87 \text{ kN.m}$$

➤ Méthode des 03 points (vent parabolique):

- ❖ Résultante du vent à la base :

$$F = \frac{q_0 + 4q(14.2) + q^2}{6} \times H = 12.63 \text{ KN/m}$$

- ❖ Le moment de renversement d'ensemble à la base :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q(14.2) + 2 q(7.1)}{6} \times H^2$$

$$M_{\text{renv}} = \frac{1040.25 + 2 \times 832.5}{6} \times 14.2^2 = 80.52 \text{ KN/m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Conclusion:

Le minaret est donc stable sous l'action du vent

IV.11.influence du système de contreventement sur le comportement dynamique du minaret:

Tableau.IV.44.comparaison entre système auto stable et système mixte

a) Système auto stable poteaux-poutre	b) système mixte portique voile
période fondamentales : $T_{dyn(x)} = 0,3179$ $T_{dyn(y)} = 0,3179$	période fondamentales : $T_{dyn(x)} = 0.2043$ $T_{dyn(y)} = 0.2042$
Déplacement max : $\Delta x = \Delta y = 0.25\text{cm}$	Déplacement max : $\Delta x = \Delta y = 0.18\text{ cm}$
Effort tranchant à la base : $V_{dyn(x)} = V_{dyn(y)} = 54.96\text{ kN}$	Effort tranchant à la base : $V_{dyn(x)} = V_{dyn(y)} = 62.32\text{ kN}$
Moment de renversement : $M_{renv} = 489.25\text{ kN.m}$ $M_s = 929.30\text{ kN.m}$ $\frac{M_s}{M_{renv}} = 1.9$	Moment de renversement : $M_{renv} = 573.65\text{ kN.m}$ $M_s = 1134.88\text{ kN.m}$ $\frac{M_s}{M_{renv}} = 2.1$

Conclusion:

L'introduction des voiles dans l'ossature du minaret conféré à la structure plus de rigidité, la période et les déplacements max de la structure sont réduits

V.1. Etude des poteaux:**V.1.1. Introduction:**

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Notre structure dans sa globalité est constituée de deux types d'éléments structuraux qui sont les poutres soumises à la flexion simple, les poteaux soumis à la flexion composée. Pour des raisons de simplicité on prend les sollicitations les plus défavorables dans tous les blocs et on généralise les résultats obtenus

V.1.2. Ferrailage des poteaux:**V.1.2.1. Armatures longitudinales:**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section est soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- Une section en compression centrée (CC).
- Une section entièrement tendue (ET).
- Une section entièrement comprimée (EC).
- Une section partiellement comprimée (PC).

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau.V.1.Caractéristique mécanique des matériaux

Situation	Béton		Acier				
	θ	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	0.90	1.15	25	21.74	1	400	400

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Tableau.V.2.Caractéristique mécanique des combinaisons d'actions

Combinaisons	Selon BAEL (situation durable)		Selon RPA (situation accidentelle)
	ELU	1.35G+1.5Q	
ELS	G+Q		0.8G±E

La section d'acier sera calculée pour différents combinaisons d'efforts internes :

- ⇒ 1^{er} cas : N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- ⇒ 2^{ème} cas : N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$
- ⇒ 3^{ème} cas : M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

Chacun des trois cas de sollicitations donne une section d'acier, la section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- Comme la section est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre le M_2 et M_3 et on le généralise sur les quatre cotés de la section de poteau.
- L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif (-) et les efforts de traction avec un signe positif, donc pour faire les calculs on doit inverser les signes des efforts.

a) Recommandations de RPA99/V2003:

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droite sans crochet.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera :
 - 0.7% B en zone I.
 - 0.8% B en zone II.
 - 0.9% B en zone III.
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % B en zone courante.
 - 6% B en zone de recouvrement.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ en zone I et II.
 - 50ϕ en zone III.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone I et II.
 - 20cm en zone III.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

b) Recommandations de BAE:

- ✓ **Pour une section entièrement comprimée:**

$$A_{\min} = \text{Max}\left(4 * \text{périmètre (en mètre)}; \frac{2B}{100}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Avec :

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$).

- ✓ **Pour une section partiellement comprimée:**

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

V.1.2.2.Armatures transversales:

- ✓ **Recommandations de RPA:**

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec:

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal

- 2.5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- 3.75 si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

t : L'espacement des armatures transversales.

✓ **Espacement des cadres:**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

• **Dans la zone nodale:**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone I et II.

• **Dans la zone courante:**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone I et II.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- l_f est la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

V.1.2.3.Procédure de calcul des armatures longitudinales:

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centrée ou à la flexion composée.

- ✓ Pour que la section travaille à la compression centrée il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

- ✓ Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré donc :

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

- Si non la section travaille à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travaille à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20e_0}{h} ; 15\text{cm} \right)$$

- Si la section travaille à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = N * e_T Moment corrigé de la section.

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} ; \frac{1}{250} \right)$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanente, au moment totale du premier ordre, ces moments étant pris avant l'application des coefficients γ.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

φ : Le rapport de la déformation finale due aux fluages à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

a) Section entièrement tendue:

La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

N_u : Effort de traction à ELU.

N : Effort de traction à ELS.

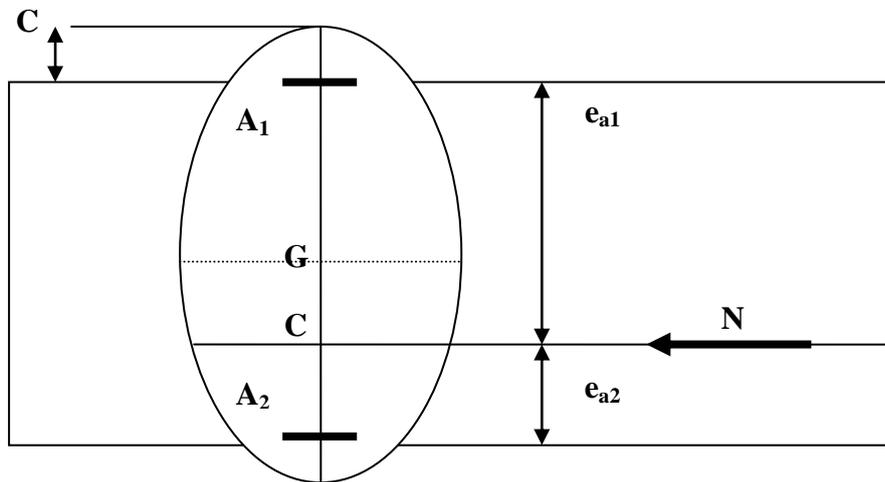


Figure.V.1.Les excentricités d'une section en flexion composée

- La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

b) Section entièrement comprimée:

❖ **Calcul à ELU:**

La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures. Et :

$$N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C')bh\bar{\sigma}_b$$

- Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$Et A_1 = \frac{N - \psi bh\bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

- Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

- La section d'armature minimale :

$A_{\min} \geq 4$ Périmètre de la section e mètre.

❖ Calcul à ELS:

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

S : L'aire de la section homogène

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

c) Section partiellement comprimée/tendue:

❖ Calcul à ELU:

La section est partiellement comprimée lorsque :

- le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{Et } \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas :

- Si $\mu < \mu_1$ donc la section sera armée par des armatures tendues

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu_1 < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.
- La condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

❖ Calcul à ELS:

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

- La condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Etant donné que la structure comporte trois (02) sections différentes de poteaux, les sections qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Section 1** : RDC pour les poteaux carrés de dimensions (40x40).
- **Section 2** : RDC pour les poteaux circulaire de diamètre (40).

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel ETABS, puis elles seront triées per EXCEL pour avoir les valeurs les plus grands ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

a) poteau carré (40x40):

Tableau.V.3.Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS

section	Combinaisons					
	0.8G+Ex		ELU		G+Q±Ex	
	N _{min}	M _{corr}	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}
40X40	147.01	55.72	229.78	2.245	68.76	196.29

Tableau.V.4.Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal

Niveau	Section	BAEL91			RPA99/V2003		
		Section entièrement comprimée		Section partiellement comprimée	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)			
RDC	40X40	6.4	80	1.74	12.8	48	96

V.1.2.4. Exemple de calcul de poteau carré (40x40):

Tableau.V.5.Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

section	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	C (m)	d (cm)
40x40	229.78	2.245	23.88	3	36

❖ **Calcul à ELU:**

✓ **Calcul des armatures longitudinales:**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.245}{229.78} = 0.98 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{40}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc :

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 414 \times \sqrt{12}}{40} = 25.1$$

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

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{229.78}{0.77} - 1444 \frac{25}{0.85 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -80.54 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 6.4 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100} = 80 \text{ cm}^2$$

- Section minimale selon RPA :

$$A_{\min, \text{RPA}} = 0.8\%B = 12.8 \text{ cm}^2$$

- Section maximal selon RPA :

$$A_{\max, \text{RPA}} = 4\%B = 64 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max, \text{RPA}} = 6\%B = 96 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement.}$$

On adopte : $A_{s \text{ adopté}} = 14.20 \text{ cm}$

Donc on adopte (4HA16+4HA14)

Donc 4HA16 + 4HA14 pour toute la section du poteau carré.

✓ **Calcul des armatures transversales (RPA99, Article 7.4.2.2):**

❖ **En zone nodale:**

On prend $t = .10 \text{ mm}$. t : espacement des armatures transversales

✓ **Détermination de ρ_a :**

On doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 4.14}{0.4} = 7.25 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

✓ **Calcul de A_t :**

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{10 * 10 * 2.5 * 23.88 * 10^3}{400 * 400} = 37.31 \text{ mm}^2 = 0.37 \text{ cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{10 * 40} = 0.503\% > 0.3\% \text{ condition vérifiée}$$

❖ **En zone de recouvrement:**

On prend $t = 10 \text{ mm}$

✓ **Détermination de ρ_a :**

On doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 4.14}{0.4} = 7.25 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

✓ **Calcul de A_t :**

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{10 * 10 * 2.5 * 23.88 * 10^3}{400 * 400} = 37.31\text{mm}^2 = 0.37\text{cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{10 * 40} = 0.503\% > 0.3\% \text{ condition vérifiée}$$

V.1.2.5. Vérification à ELU:

❖ **Vérification de pourcentage minimal et maximal:**

$$A_{s \text{ adopté, Zone courante}} = 14.20\text{cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 64 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté, Zone recouvrement}} = 14.20\text{cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 96 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 14.20\text{cm}^2 > A_{\text{min,RPA}} = 12.8\text{cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 14.20\text{cm}^2 > A_{\text{min,BAEL}} = 1.74 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Tous les efforts tranchants maximums sont obtenus par les combinaisons accidentelles donc : $\gamma_b = 1.15$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{min}(4.35 ; 5) \text{ MPa} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.88 * 10^3}{400 * 0.9 * 400} = 0.17 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = 4 * 2 * \pi * R = 376.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = \frac{23.88 * 10^3}{0.9 * 360 * 376.8} = 0.18 < 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :(Art7.4.3.2.RPA99/2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si} \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 * 4.14}{0.4} = 7.25 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{23.88 * 10^3}{400 * 360} = 0.17 < \bar{\tau}_u = 0.075 * 25 = 1.875 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification au flambement:**

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} = 229.78 \text{KN}$

$$l_f = 2.90 \text{m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.002 \text{ m}^4$$

$$B = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.002}{0.16}} = 0.111 \text{m}$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.111 \text{m} \quad ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{2.90}{0.111} = 26.13$$

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 26.77 < 50 \quad \text{donc} \quad \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{26.13}{35}\right)^2} = 0.76$$

On doit vérifiée que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (40 - 2) * (40 - 2) = 1444\text{cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{1843.77 * 1000}{0.77 \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)} = 135.66\text{cm}^2$$

$$B_r = 1444\text{cm}^2 > 135.66\text{cm}^2 \quad CV$$

❖ Vérification de l'effort normal ultime:

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultime}} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$N_{\text{ultime}} = 0.76 \left(\frac{1444 * 100 * 25}{0.9 * 1.5} + 14.20 * \frac{400}{1.15} \right)$$

$$N_{\text{ultime}} = 2674.1\text{KN} > N_{\max} = 229.78\text{KN} \quad \text{donc la est condition vérifiée.}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6.Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (cm)	Nature	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)
40x40	ELU	229.78	2.245	0.97	CC*	0	0
	08GEXMAX	147.01	55.718	37.90	PC*	0	1.28
	GQEX MAX	196.29	68.76	35.03	PC*	0	1.84

- Cc : compression centré
- Pc : partiellement comprimée

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau.V.7.Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux

Poteau	Choix d'armature/face	$A_{min.RPA}$	$A_{s,adop}$	Observation
40x40	4HA16+4HA14	12.80	14.20	$A_{s,ado} > A_{min}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de pourcentage maximal des armatures

Tableau.V.8.Vérification de pourcentage maximal des armatures pour les poteaux (40x40)

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
40x40	14.20	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14.20	96	$A_{s,ado} < A_{max}$

❖ Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1):

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$l_r = 40\phi .$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $40 \times 1.6 = 64\text{cm}$.

Tableau V.9. Longueur de recouvrement

	T16	T14
l_r (cm)	65	60

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification des poteaux à ELU :

Tableau.V.10.Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
40x40	23.88	0.17	4.34	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.80	0.21	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des armatures transversales en zone nodale et en zone de recouvrement :

Tableau.V.11.Tableau récapitulatif des armatures transversales

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_t (cm ²)	$A_{a\ dopt}$	Choix
40x40	23.88	7.25	2.5	0.38	2.01	4φ8

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à ELS :

Tableau.V.12.Vérification des contraintes dans le béton

Poteau	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
40x40	68.76	14.20	138932	14.97	7.41	15	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de flambement des poteaux

Tableau.V.13.Vérification de flambement des poteaux

Section	L(m)	l_f (m)	$I_{xx} = I_{yy}$ (m ⁴)	B (m ²)	i(m)	λ	Δ	B_r (cm ²)	R (cm ²)	OBS
40x40	4.14	2.90	0.002	0.16	0.111	26.77	0.76	1444	135.66	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de l'effort ultime dans les poteaux

Tableau.V.14.Vérification de l'effort normale ultime

Section (cm ²)	L_0 (m)	l_f (m)	λ	A (cm ²)	N_{max} (kN)	N_{ultime} (KN)	OBS
40x40	4.14	2.90	26.77	14.20	229.78	2674.1	CV

a) **poteau circulaire diamètre (40):**

Tableau.V.15.Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS

section	Combinaisons					
	0.8G±Ex		ELU		G+Q±Ex	
	N _{min}	M _{corr}	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}
40X40	181.09	29.215	328.74	14.417	122.31	10.56

Tableau.V.16.Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal

Niveau	Section	BAEL91			RPA99/V2003		
		Section entièrement comprimée		Section partiellement comprimée	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)					
RDC	(40)	2,51	62,80	1,74	10,05	50.24	75,36

V.1.2.5. Exemple de calcul poteau circulaire diamètre (40):

Tableau.V.17.sollicitations et paramètres de poteau circulaire l'exemple de calcul

Section	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
40	328.74	14.417	31.38

❖ **Calcul à ELU :**✓ **Calcul des armatures longitudinales:**a) **Vérification de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14.417}{328.74} = 0.05 \text{ cm} < \frac{D}{12} = \frac{40}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

a) **Vérification du flambement :**

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux.

Pour les poteaux séculaires nous avons : $\lambda = \frac{l_f \cdot 4}{D}$

l_f : longueur de flambement : $l_f = 0.7 l_0$.

$$\lambda = \frac{290.4}{40} = 29$$

Donc : $\lambda \leq 50$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

D'après l'utilisation de programme socotec Les résultats des sections de poteau circulaire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.18. Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Nature	Acal (cm ²)
40	ELU	328.74	14.417	CC*	0
	08GEXMAX	181.09	29.215	CC*	0
	GQEX MAX	122.31	10.56	CC*	0

Le calcul des armatures du poteau circulaire se fera en compression centrée et les sections adoptées conformément aux exigences du RPA

On adopte le ferrailage suivant :

$$A_{min} \leq A_{adopte} \leq A_{max}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Tableau.V.19. Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux

Les niveaux	Acal	A_{CNF} (cm ²)	A_{minRPA}	A_{adopte}	Le choix des barres
RDC	0	1.74	10.05	12.32	8T14

✓ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1):**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$l_r = 40\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $40 \times 1.4 = 56\text{cm}$.

✓ **La distance entre les barres verticales dans une face du poteau RPA99/V2003 art (7.4.2.1):**

Elle ne doit pas dépasser 20cm

Pour le poteau de : 40 : $St = 10,00 \text{ cm}$

✓ **Les jonctions par recouvrement:**

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \text{Max} (h_c/6, D, 60\text{cm}) - \text{Zone nodale} -$$

Dans notre cas $h' = 70\text{cm}$

❖ **Ferraillage transversal:**

✓ **Ferraillage transversal des poteaux:**

- $\text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$ Zone nodale. En zone I et II.
- $t \leq 15 \phi_1$zone courante. En zone I et II.

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Tableau.V.20.Espacements maximales selon RPA99 pour poteau

Niveaux	Diamètre (cm)	Barres	ϕ_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	40	8T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau.V.21.Choix des armatures transversales pour le poteau

Diamètre (cm)	Niveaux	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
40	RDC	2.90	29	2.5	31.28	N	10	0.48	6T8	3.02
						C	15	0.73	6T8	3.02

✓ **Vérification à ELU:**

❖ **Vérification de pourcentage minimal et maximal:**

$$A_{s \text{ adopté, Zone courante}} = 12.32\text{cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 37.68\text{cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté, Zone recouvrement}} = 12.32\text{cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 75.36\text{cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 12.32\text{cm}^2 > A_{\text{min,RPA}} = 10.05\text{cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 12.32\text{cm}^2 > A_{\text{min,BAEL}} = 1.74 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Tous les efforts tranchants maximums sont obtenus par les combinaisons accidentelles donc : $\gamma_b = 1.15$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(4.35 ; 5) \text{ MPa} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.38 * 10^3}{400 * 0.9 * 400} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 4 * 2 * \pi * R = 200.96 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = \frac{31.28 * 10^3}{0.9 * 360 * 200.96} = 0.48 < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :(Art7.4.3.2.RPA99/2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si} \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 * 4.14}{0.4} = 7.25 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{31.28 * 10^3}{400 * 360} = 0.19 < \bar{\tau}_u = 0.075 * 25 = 1.875 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau.V.22.Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux

Poteau	Choix d'armature/face	$A_{s,adop}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	Observation
40	8T14	12.32	1.74	10.05	$A_{s,ado} > A_{min}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification des poteaux à ELU :

Tableau.V.23.Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
40	31.28	0.22	4.35	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	200.96	0.48	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des armatures transversales en zone nodale et en zone de recouvrement :

Tableau.V.24.Tableau récapitulatif des armatures transversales

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_t (cm ²)	A_a dopt	Choix
40	31.28	29	2.5	0.48	3.02	6 ϕ 8
				0.73	3.02	

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à ELS :

Tableau.V.25.Vérification des contraintes dans le béton

Poteau	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
40	10.56	12.32	126001.5	14.19	1.19	15	CV

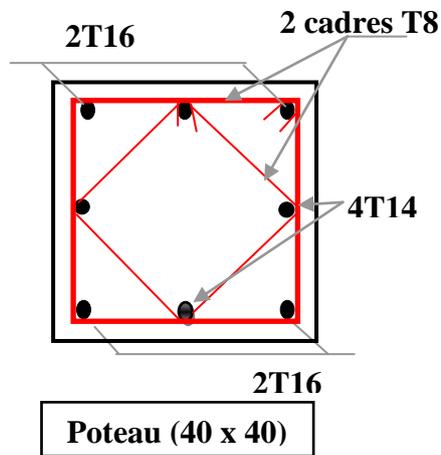
V.1.3. Schémas des ferrillages des poteaux :✓ **Poteaux carré :**

Figure.V.2.ferrillage des poteaux carré

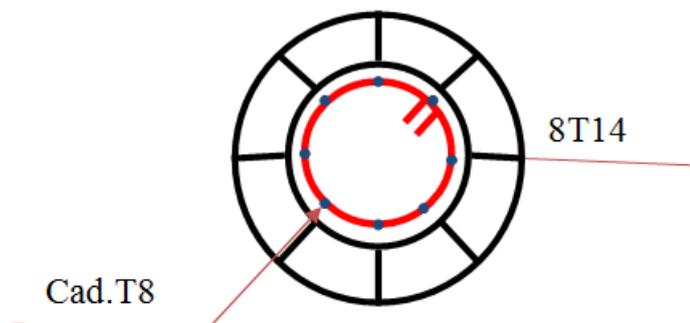
✓ **Poteaux circulaire:**

Figure.V.3.ferrillage des poteaux circulaire

V.2.Calcul des poutres:**V.2.1.introduction:**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

V.2.2.Recommandations du RPA99 version 2003:**a) Armatures longitudinales:**

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage 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 IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales:

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3.Les combinaisons de calcul:

- ✓ ELU :
 - $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91/99
- ✓ ELS :
 - $G + Q$ selon BAEL91/99
- ✓ Combinaison accidentel :
 - $G + Q \pm E$ selon RPA99
 - $0.8 G \pm E$ selon RPA99

V.2.4. Présentation de la méthode de calcul:**a) Calcul de ferrailage longitudinal:**

Le calcul se fait en travée et en appuis

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

μ_u : moment réduit

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

Et : $d = h - C$; $C = 3 \text{ cm}$ (enrobage)

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimé.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99:

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99:

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant

d) Vérification de Contrainte d'adhérence:

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

e) Vérification à L'ELS:

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

- Dans le béton : on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

I : moment d'inertie de section homogène

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Y : position de l'axe neutre.

- Dans l'acier : on doit vérifier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} y}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

I : moment d'inertie de section homogène

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\min\left(\frac{f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right); \eta = 1.6 \text{ (HA } \emptyset > 6\text{mm}; f_e = 400\text{MPa)}$$

f) Armature transversales:

✓ Selon le BAEL 91/99:

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s}; \rho_{t,\min} \right\} \quad (\text{Art A5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$\rho_{t,\min}$: la condition de non fragilité dans les armature transversales

$$\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

V.2.5. Ferrailage des poutres:

Dans notre structure on a trois types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30x45) cm.
- ✓ Poutre secondaire (30x45) cm.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle,

Par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

Tableau.V.26.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

Combinaisons	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M _{sup}	M _{inf}			
P.P et P.S (30x45)	54.875	79.49	59.126	40.13	61.80	128.85

1) Calcul de ferrailage longitudinal:✓ **Calcul à ELU:**

Les données :

$$h = 0.45 \text{ m} ; b = 0.30 \text{ m} ; d = 0.405 \text{ m} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Ferrailage en travée:**

Tableau.V.27.Les sollicitations de calcul des armatures en travée

M _u (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	θ	γ_s	γ_b	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
54.875	40.13	1	1.15	1.5	14.17	348

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{54.875 * 10^6}{300 * (405)^2 * 14.17} = 0.09 < \mu_1$$

Donc : A'_s = 0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.09}) = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 * 0.11) = 38.72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{54.875 * 10^6}{387.2 * 348} = 407.25 \text{ mm}^2 = 4.07 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage sur appuis:**

Tableau.V.28.Les sollicitations de calcul des armatures en appuis

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	θ	γ_s	γ_b	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
79.49	61.80	0.85	1	1.15	21.74	400

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79.49 * 10^6}{300 * 405^2 * 21.739} = 0.07 < \mu_1$$

Donc : $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.07}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 * 0.09) = 390.42$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{79.49 * 10^6}{390.42 * 400} = 509.00 \text{ mm}^2 = 5.09 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 * 300 * 405 \frac{2.1}{400} = 146.71 \text{ mm}^2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.1):

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 30 * 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 30 * 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

Conclusion des résultats trouvés :

- En travée : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$
- En appui : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2$

c) Vérification à ELU:

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/99 Art A 5-1.2):**

❖ **En travée:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{128.85 * 10^3}{300 * 405} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.06 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

❖ **En appui:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{46.78 * 10^3}{300 * 405} = 0.38 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence:**❖ **En travée:**

$$\tau_{su} = \frac{128.85 * 1000}{0.9 * 405 [(3.14 * 3 * 14) + (3.14 * 3 * 12)]} = 1.44 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = 1.44 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **En appui:**

$$\tau_{su} = \frac{46.78 * 1000}{0.9 * 360 [(3.14 * 3 * 14) + (3.14 * 3 * 12)]} = 0.52 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.52 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

d) **Vérification à ELS:**

Pour une fissuration préjudiciable

✓ **Vérification de contrainte:**❖ **En travée:**

$$y = \frac{15 * 8.01}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 * 40.5}{7.5 * 8.01}} - 1 \right] = 14.45 \text{cm}$$

$$I = \frac{30 * (14.45)^3}{3} + 15 * 8.01(40.5 - 14.45)^2 = 111706 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.2 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_s = 152.2 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **En appui:**

$$y = \frac{15 * 8.01}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 * 40.5}{7.5 * 8.01}} - 1 \right] = 14.45 \text{cm}$$

$$I = \frac{30 * (14.45)^3}{3} + 15 * 8.01(40.5 - 14.45)^2 = 111706 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.01 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_s = 151.5 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

✓ **Vérification de la flèche:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.064) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.006 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui ($L = 530$ cm)

h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t = 45$ cm)

d : La hauteur utile de la section droite ($d = 40.5$ cm)

b : La largeur de la poutre ($b = 30$ cm)

$M_{\text{t service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{\text{ser, travée}} = 40.13$ KN.m)

$M_{\text{a service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0, \text{ser}} = 61.77$ KN.m)

A : La section des armatures tendue ($A_s = 8.01$ cm²)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400$ MPa)

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

2) **Calcul des armatures transversales:**

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

✓ **Selon le BAEL91:**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40$ cm)

Donc on adopte les espacements suivants : $S_t = 15$ cm.

Donc : $A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.45$ cm²

✓ Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{min}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right) = \text{Min}(1.29; 1.2; 3) = 1.2 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ Selon le RPA99/version 2003:

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

✓ L'espace maximal:

- En zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 8 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 15 \text{ cm}$

On aura alors:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

✓ Conclusion:

$$S_t \text{ Adopté} = \text{min} (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant : $4\phi 8 \dots \dots A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\phi 8$ »

✓ Recouvrement des barres longitudinales :

Selon l'RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 \rightarrow L_r = 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

✓ Longueur de la zone nodale :

$$h' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003.}$$

V.2.6. Les tableaux récapitulatifs des résultats trouvés:

Tableau.V.29.Tableau récapitulatif de ferrailage des pp et Ps

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
En Travée	54.875	4.07	6.75	1.47	8.01	3HA14 +3HA12
En Appui	79.49	5.10	6.75	1.47	8.01	3HA14 +3HA12

Tableau.V.30. Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	$A_t(\text{cm}^2)$	choix	A_t adopté
Poutre principale	15	10	1.35	$4\phi 8$	2.01
Poutre secondaire	15	10	1.35	$4 \phi 8$	2.01

Tableau.V.31. La longueur minimale de recouvrement

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
$\phi 12$	50
$\phi 14$	60

Tableau.V.32. Tableau récapitulatif de vérification des pp et ps à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	OBS	$\Sigma U_i(\text{mm})$	$\tau_{su}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{su}(\text{MPa})$	OBS
En Travée	128.85	1.06	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	244.92	1.44	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
En Appui	46.78	0.38	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	244.92	0.52	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau.V.33. Tableau récapitulatif de vérification des poutres PP et PS à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
En Travée	40.13	14.45	111706	5.2	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En Appui	61.77	14.45	111706	8.01	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.2.5. Schémas des ferrillages des poutres:

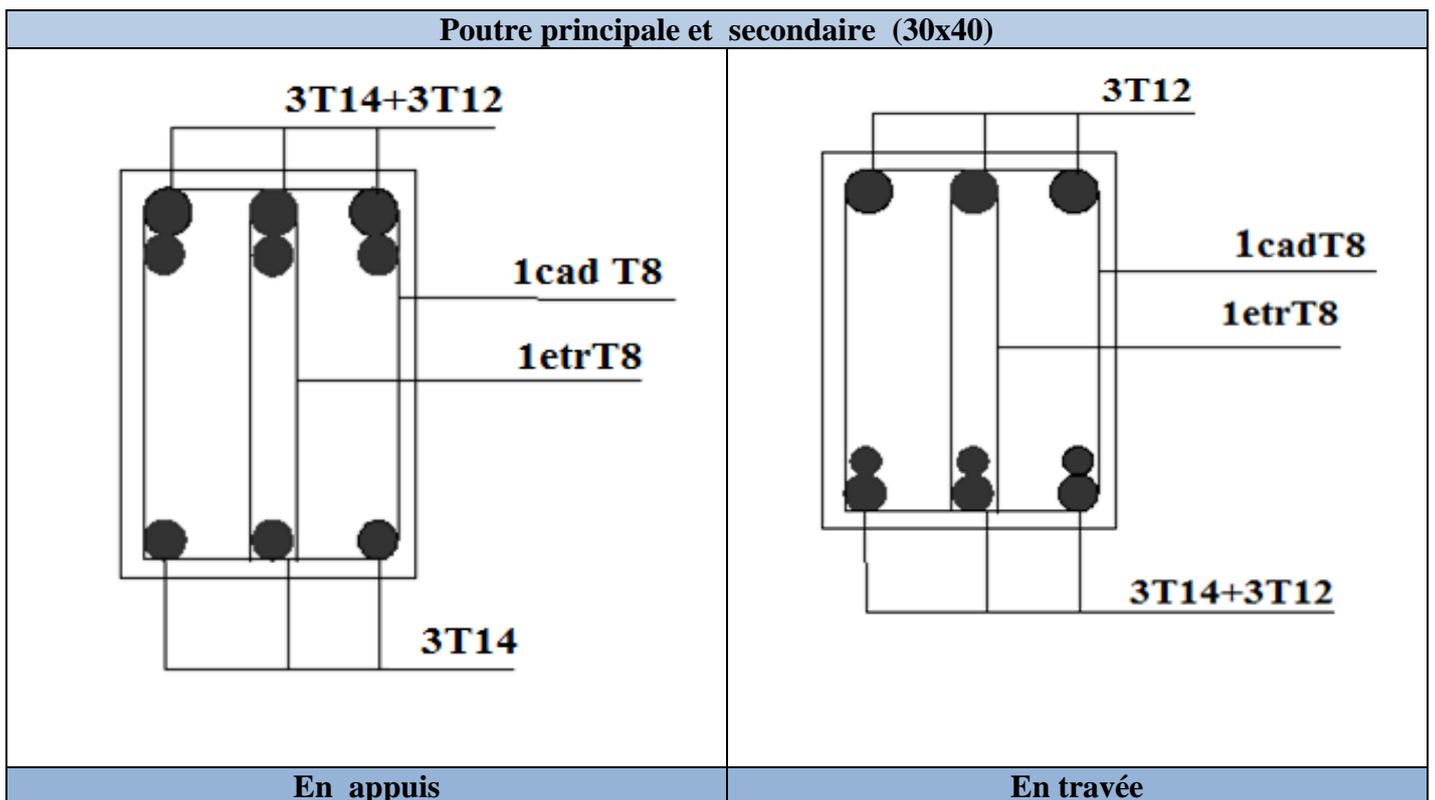
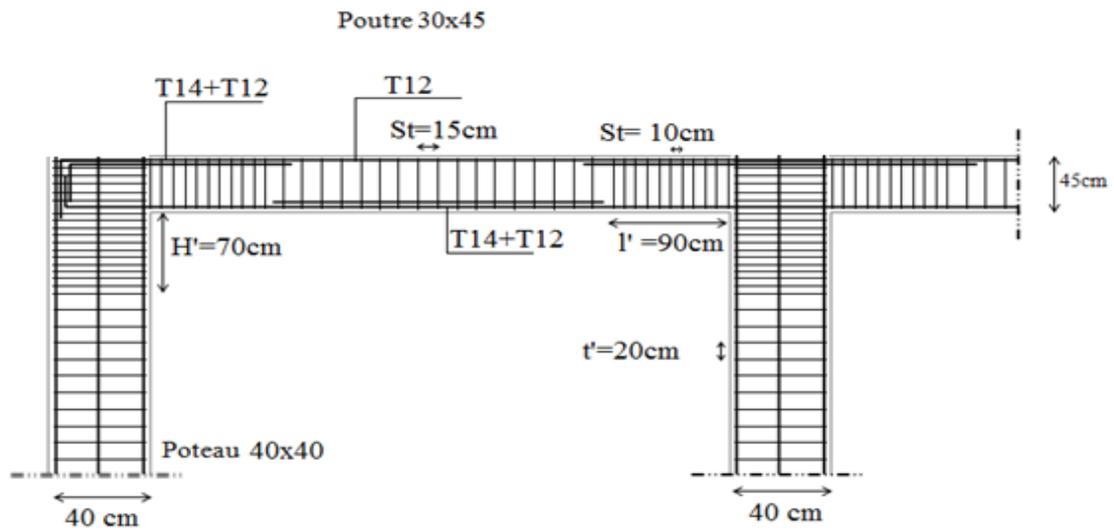


Figure.V.4.Schémas de ferrillage de la poutre P.P et P.S.

VI.1.Introduction:

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2.Différents types des fondations:

On peut classer les fondations selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en : « BAEL 91/B9.3 »

VI.2.1.Fondations superficielles:

- ❖ Semelles continues sous murs, reposant sur le sol.
- ❖ Semelles sous points d'appuis isolés reposant sur le sol.
- ❖ Radier général : structure répartissant les pressions.

VI.2.2.Fondations massives:

- ❖ Semelles sur puits
- ❖ Fondations pour réservoirs, châteaux d'eau, cheminées...etc.

VI.2.3.Fondations profondes:

- ❖ Semelles sur pieux,
- ❖ Systèmes spéciaux de fondations.

VI.3.Choix du type de fondation:

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme :

- ❖ La nature de l'ouvrage
- ❖ La nature de l'œuvre
- ❖ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
 - ❖ Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - ❖ Facilité d'exécution (coffrage)
 - ❖ Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de :

$$(\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2 = 150 \text{ KN/m}^2)$$

En ce qui concerne notre ouvrage, On a au le choix entre :

- **Salle de prière et salle d'ablutions:**
 - ❖ Semelles isolées sous poteau
- **Minaret:**
 - ❖ Radier général

VI.4. Etude fondation de minaret:

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes au minaret, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

❖ **Semelles filantes:**

La surface de la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad , \quad S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N_s : 491.18 KN

$\bar{\sigma}_s = 1.5$ bars, (à une profondeur de 1.5 m)

$$S \geq \frac{491.18 \times 10^{-3}}{0,15} = 3.27 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 6.0025 \text{ m}^2$

$$\frac{3.27}{6.0025} \times 100 = 54,48\%$$

❖ **Conclusion:**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier générale.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- ❖ La réduction des tassements différentiels
- ❖ La facilité d'exécution

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier général:**a) hauteur du radier:****❖ Condition forfaitaire:**

La hauteur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 2.45 \text{ m}$$

D'où :

$$30.63 \text{ cm} \leq h_r \leq 49 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

❖ Condition de rigidité:

$$L_e \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : Longueur élastique (hauteur du libage).

E : module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre)

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface Pour un sol moyen ;

$$K = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad , \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K \cdot L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (2.45)^4}{32164.195 \pi^4}} = 0.28 \text{ m}$$

Finalement d'après (1) et (2) on adopte : $h_r = 40 \text{ cm}$

❖ La surface minimale de radier:

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bat}} = 6.0025 \text{ m}^2$

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$d \text{ (débord)} \geq \max (h/2 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

Donc:

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + D * (\text{perimetre}) = 8.94 \text{ m}^2$$

b) Détermination des charges et des surcharges:❖ **Superstructure:**

$$G = 442.15 \text{ KN}; \quad Q = 49.02 \text{ KN}$$

- $G_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 8.94 = 89.4 \text{ kN}$
- $Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2.5 \times 6.0025 = 15.01 \text{ KN}$

Donc :

$$G_{\text{totale}} = 511.55 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 64.03 \text{ KN}$$

c) Détermination des efforts:

Sollicitations :

❖ **ELU:**

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 786.64 \text{ KN}$$

❖ **ELS:**

$$N_S = N_G + N_Q = 575.58 \text{ KN}$$

d) La surface minimale du radier:

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

❖ A l'ELS :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{575.58 \times 10^{-3}}{0.15} = 3.84 \text{ m}^2$$

❖ A l'ELU:

$$S \geq \frac{N_U}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{786.64 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.15} = 3.94 \text{ m}^2$$

VI.4.2. Les vérifications nécessaires:**VI.4.2.1. Condition de résistance au cisaillement:**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{786.64 \times 1}{8.94} = 88 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{88 \times 2.45}{2} = 107.8 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{107.8 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 2.5} = 4.80 \text{ cm.}$$

VI.4.2.2.Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s * \gamma * Z * S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W \text{ radier} + W \text{ bâtiment}$$

$$W = 536.67 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, F_s = 1.5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10KN/m³)

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 0.4m)

S : surface du radier, (S = 8.94 m)

Donc :

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1,5 \times 10 \times 0.4 \times 8.94 = 53.64 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2.3.Vérification au poinçonnement:

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante ; (Art A.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 page (358)}$$

❖ Sous poteau:

N_{u,pot} = 1609.53 kN Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

μ_c : Périmètre du contour

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.4 + h) = (1.6 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 1.2h - 1609.53 \times 10^3 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 56 \text{ cm}$$

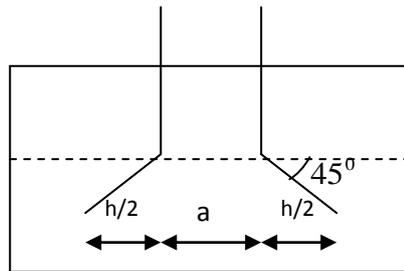


Figure.VI.1.Schéma de transmission des charges

VI.4.3.Caractéristique géométrique du radier:

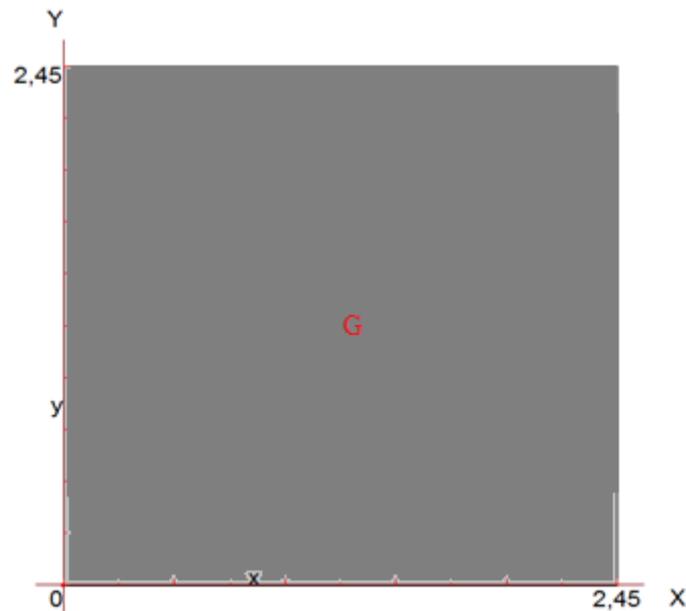


Figure.VI.2.Centre de gravité

✓ Centre de masse du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

$(X_i ; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc :

$$X_G = 1.23 \text{ m}$$

$$Y_G = 1.23 \text{ m}$$

✓ **Inertie du radier:**

$$I_x = 3.0025 \text{ m}^4$$

$$I_y = 3.0025 \text{ m}^4$$

$$V_x = 1.23 \text{ m}$$

$$V_y = 1.23 \text{ m}$$

✓ **Centre de masse de la structure:**

$$(X_s ; Y_s) = (1.23 ; 1.23) \text{ m}$$

✓ **L'excentricité :**

$$e_x = |X_s - X_G| = 0$$

$$e_y = |Y_s - Y_G| = 0$$

VI.4.4.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier:

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} < 1.3\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{B}$$

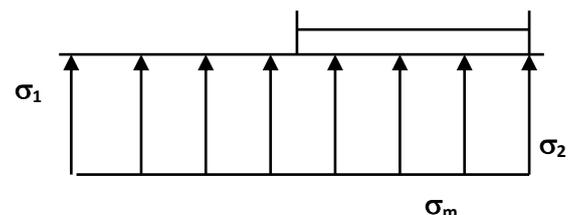


Figure.VI.3.Diagramme des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- **N** : Effort normal due aux charges verticales
- **M** : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N$

Tableau.VI.1.Vérification des contraintes

	ELS	ELU
	(X-X), (Y-Y)	(X-X), (Y-Y)
N (kN)	353,72	491,18
M _{rad} (kN.m)	123,535	171,108
σ ₁ (kN/m ²)	13.82	19.14
σ ₂ (kN/m ²)	13.82	19.14
σ _{moy} (kN/m ²)	13.82	19.14
σ _{adm} (kN/m ²)	150	150
Vérification	Vérifié	Vérifié

VI.4.5.Vérification de la stabilité:

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique a la base.

T₀ : L'effort tranchant a la base.

h : profondeur de l'infrastructure

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 1034.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 1034.23 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 1.9 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 1.7 \geq 1.5$$

❖ Conclusion :

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E

Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

✓ **Vérification de renversement 0,8G+E:**

Tableau.VI.2.Vérification de renversement

	0.8G+E
	(X-X), (Y-Y)
N (kN)	353,72
M _{rad} (kN. m)	123,535
σ ₁ (kN/m ²)	13.82
σ ₂ (kN/m ²)	13.82
σ _{moy} (kN/	13.82
σ _{adm} (kN/	150
Vérification	Vérifié

✓ **Vérification de soulèvement G+Q+E:**

Tableau.VI.3.Vérification de soulèvement

	G+Q+E
	(X-X), (Y-Y)
N (kN)	491,18
M _{rad} (kN. m)	171,108
σ ₁ (kN/m ²)	19.14
σ ₂ (kN/m ²)	19.14
σ _{moy} (kN/	19.14
σ _{adm} (kN/	150
Vérification	Vérifié

✓ **Vérification selon L'RPA:**

D'après le RPA version 2003 (art 10.1.5) le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure

Tableau.VI.4.Vérification selon l'RPA

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	21592,02	21592,02	31019,64	31019,64
M (KN.m)	30931,003	55785,83	24525,28	30805,298
e (m)	1,43	2,58	0,79	0,99
L/4 (m)	5,37	2,85	5,37	2,85
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.5.Ferraillage du radier:

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les poteaux.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

✓ Détermination des moments isostatiques:

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- ✓ Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens
- ✓ Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ❖ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)
 - ✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$)
 - ✓ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_y$)

- ❖ Si le panneau considéré est un panneau de rive
 - ✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \times M_x$; $M_{ty} = 0,85 \times M_y$)
 - ✓ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 \times M_x$; $M_{ay} = 0,3 \times M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier à aux les dimensions montrées dans la figure ci-joint, ou L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

✓ **Les sollicitations:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{786.65}{8.94} = 88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{575.58}{8.94} = 64.38 \text{ kN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité

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

Avec :

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2.45 \text{ m}$$

$$L_y = 2.45 \text{ m}$$

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.45}{2.45} = 1 \text{ donc le panneau porte dans les deux sens}$$

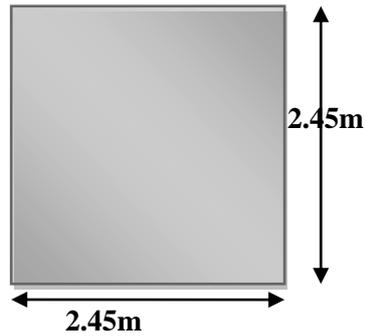


Figure.VI.4.Le panneau le plus sollicité

✓ **Les efforts à L'ELU:**Pour $\alpha = 1$:

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

❖ **Sens x-x:**

$$\mu_x = 0.0368$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 19.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 9.72 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens y-y:**

$$\mu_y = 1$$

$$M_y = \mu_y M_x = 19.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 9.72 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts à L'ELS:**Pour $\alpha = 1$:

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

❖ **Sens x-x:**

$$\mu_x = 0.0441$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 17.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 14.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 8.52 \text{ KN.m}$$

❖ Sens y-y:

$$\mu_y = 1$$

$$M_y = \mu_y M_x = 17.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 14.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_y = 8.52 \text{ KN.m}$$

VI.5.1.Ferraillage:❖ Pourcentage minimale:

- ✓ Suivant le petit côté : $A_y \text{ min} \geq 8h = 8 \times .04 = 3.2 \text{ m}^2$
- ✓ Suivant le grand coté : $A_x \text{ min} \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 3.2 \text{ m}^2 \dots\dots\text{BAEL 91 Page (359)}$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 * 400 * 360 \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2 = 1.74 \text{ c m}^2$$

❖ Espacement maximal:

- ✓ $S_{tx} \leq \min (33\text{cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$
- ✓ $S_{ty} \leq \min (45\text{cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (360)}$

❖ Calcul des armatures à L'ELU:

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5.le ferraillage à l'ELU

position		M_u	μ_U	$\mu_1 = 0.392$	Espacement (cm)	A_s	A_{min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	26.91	0.0058	oui	15	2.17	1.74	5HA14	7.70
	Appuis	15.83	0.0034	oui	15	1.27	1.74	5HA14	7.70
Sens YY	Travée	26.91	0.034	oui	15	2.17	1.74	5HA14	7.70
	Appuis	15.83	0.010	oui	15	1.27	1.74	5HA14	7.70

VI.6.Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable):**VI.6.1.Vérification des contraintes de compression dans le béton:**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}y}}{I}$$

Avec:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

VI.6.2.Vérification des contraintes d'acier:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6.Vérification des contraintes (sens x-x) et (sens y-y)

zone	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
appuis	13.90	1.04	54.18	15	202	cv
travée	23.62	1.76	92.06	15	202	cv

VI.7.Ferraillage de débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,3$ m. Le calcul du Ferraillage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h=0,3 \text{ m}, \quad b=1\text{m}, \quad d=0,9h=27\text{cm}$$

Le ferraillage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

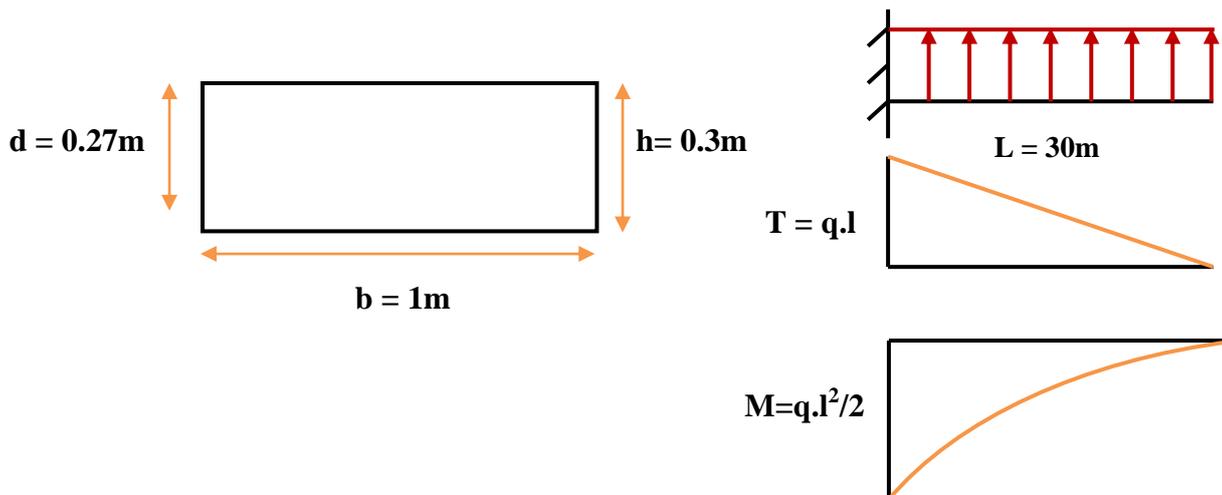


Figure.VI.5.Présentation schématique de débord

❖ Calcul à L'ELU:✓ Calcul de moment:

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{88 \times 0.3^2}{2} = 3.96 \text{ kN.m}$$

✓ Moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.070 < \mu_1 = 0.310$$

$$\text{Donc: } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u(\text{max})}{\beta d \sigma_{su}} = \frac{M_u(\text{max})}{\beta d \sigma_{su}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

NB : le ferrailage du débord est un prolongement de celui du radier.

❖ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

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

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0.9 h_r = 0.27 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{88 * 0.3}{2} = 13.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.2 * 1000}{1000 * 270} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_{bc} = KY$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \quad \text{avec: } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

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

Conclusion:

D'après les vérifications on adopte :

$$A_{s \text{ adopté}} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: 5HA14

Tableau.VI.7.Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Débord	2.90	7.7	57609	6.83	5.03	0.4	15	Cv

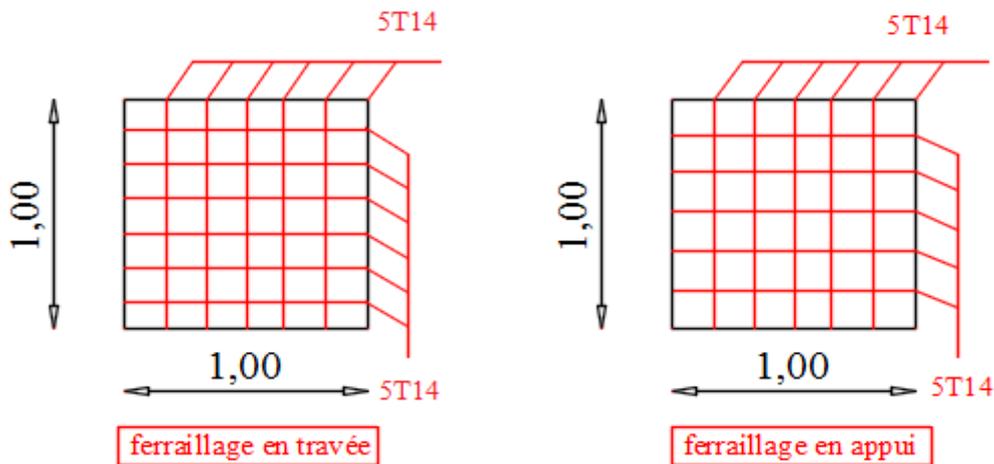
VI.8.Schéma de ferrailage:

Figure.VI.6.Schéma de ferrailage du radier de minaret

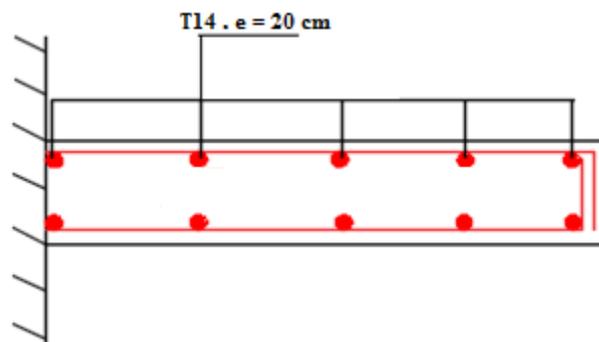


Figure.VI.7.Schéma de ferrailage de débord

VI.9. Etude fondation de salle de prière et de salle d'ablution:

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées pour cela,

- ✓ Semelle carrée sous poteau carré
- ✓ Semelle circulaire sou poteau circulaire

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

❖ **Semelles isolées sous poteau:**

La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 2933.83 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 15 \text{ bars} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$S \geq \frac{2933.83 \times 10^{-3}}{0.15} = 19.56 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_b = 265.00 \text{ m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{19.56}{265} \times 100 = 7.38 \%$$

Donc :

La Surface totale du bâtiment : $S_b = 265.00 \text{ m}^2$

La Surface totale des semelles : $1.4 \times 1.4 \times 19 = 37.24 \text{ m}^2$

Σ Surface des semelles < 50% Surface totale

❖ **Conclusion :**

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment donc on garde les semelles adoptées (semelle isolée).

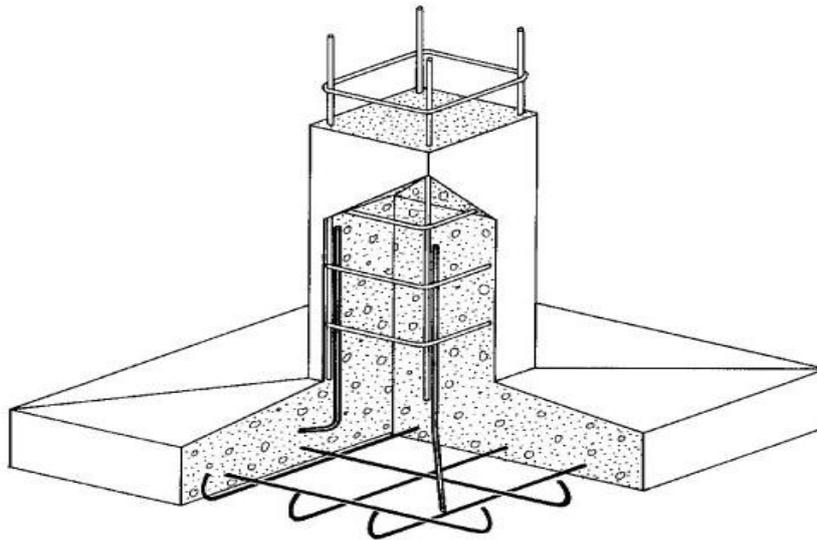
VI.10.Semelle isolée sous poteau carré:**VI.10.1.Pré dimensionnement de poteau plus sollicité:**

Figure.VI.8.Semelle isolée

On choisit le poteau le plus sollicité

VI.10.2.Les sollicitations:

✓ ELS :

$$N_{s_{\max}} = 241.11 \text{KN} ; M_{s_{\max}} = 6.755 \text{N.m}$$

✓ ELU:

$$N_{u_{\max}} = 328.74 \text{KN} ; M_{u_{\max}} 9.196 = \text{KN.m}$$

✓ ACC:

$$N_{ac} = 247.67 \text{KN} ; M_{ac} = 35.391 \text{N.m}$$

✓ $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2 = 0,15 \text{ MPa}$

Section de poutres carrées: 40x40cm

VI.10.3.Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \rightarrow \text{Semelle carrée } A = B$$

a. **ELS :**

Aire approchée de la semelle

$$S_1 = \frac{N_{s_{\max}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{241.11}{150} = 1.61 \text{m}^2$$

❖ **Choix de la largeur B:**

$$S_1 = B_1 \times A_1 = B_1^2 \rightarrow \sqrt{S_1} = \sqrt{1.61} = 1.27 \text{ m}$$

$$B \geq B_1 \rightarrow B = 1.30 \text{ m} = A$$

VI.10.4. Hauteur utile minimale:

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - h$$

$$\frac{1.30 - 0.40}{4} \leq d \leq 1.30 - 0.40$$

$$0.23 \leq d \leq 0.9 \rightarrow d = 0.3 \text{ m}$$

VI.10.5. Hauteur totale:

$$h = d + 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

Donc les dimensions sont : $d = 0.3 \text{ m}$; $h = 0.35 \text{ m}$; $A = B = 1.4 \text{ m}$

VI.10.6. Vérification de choix des semelles:

On a : la Surface totale du bâtiment : $S_b = 265.00 \text{ m}^2$

la Surface totale des semelles : $1.4 \times 1.4 \times 19 = 37.24 \text{ m}^2$

Σ Surface des semelles < 50% Surface totale

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment donc on garde les semelles adoptées (semelle isolée).

VI.10.7. Vérification des conditions de stabilité:

❖ **Selon le BAEL 91:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.028 \leq \frac{A}{6} = 0.23 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.5), on a:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.028 \leq \frac{A}{4} = 0.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.10.8. Vérification des conditions de rigidité:

$$\frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} \leq \sigma_{sol}$$

- $A.B = 1.4 \times 1.4 = 1.96 \text{ m}$
- PP: $0.35 \times 1.4 \times 1.4 \times 25 = 17.15 \text{ KN}$
- $N_s = 241.11 + 17.15 = 258.26 \text{ KN}$
- $N_u = 328.74 + 1.35 \times 17.5 = 351.90 \text{ KN}$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 147.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 115.95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \frac{184.66 + 3 \times 240.45}{4} = 139.67 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

VI.10.9.Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, c'est la condition suivant est vérifié :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{A}{24}$$

a) **ELU:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9.196}{328.74} = 0.028 \leq \frac{A}{24} = 0.058 \text{ Cv}$$

La méthode des bielles est applicable

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.028}{1.4}\right) 328.74 = 348.46 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_x = A_y = \frac{\dot{N}_u(A-a)}{8x d x \sigma_{st}} = \frac{348.46(1)}{8 \times 0.3 \times 348} = 4.17 \text{ cm}^2$$

b) **ELS :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6.755}{241.11} = 0.028 \leq \frac{A}{24} = 0.058 \text{ Cv}$$

La méthode des bielles est applicable

$$\dot{N}_s = \left(1 + \frac{3 \times 0.028}{1.4}\right) 241.11 = 255.58 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$A_x = A_y = \frac{\dot{N}_s(A-a)}{8x d x \bar{\sigma}_{st}} = \frac{255.58(1)}{8 \times 0.3 \times 201.63 \times 10^3} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

On voit que le ferrailage de l'ELS est supérieur de celui de ELU, donc on adopte pour la nappe inférieure parallèle à B et A : 9HA12 de section 10.18cm².

VI.10.10.Espacement:

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

VI.10.11.Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL 91 révisé 99 (Art A.5.2, 42), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : h= 0.35m ; P_c : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 2.8\text{m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad ; \quad N_{u0} : \text{Effort maximal tiré sur la semelle.}$$

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0.28 \text{ m}^2$$

$$N_u = 246.56 \text{ KN}$$

$$S_t = A \times B = 1.96 \text{ m}^2$$

$$N_u = 246.56 \text{ KN} < 840 \text{ KN} \quad \text{Condition verifier.}$$

VI.10.12. Dispositions constructives:

Les armatures disposées suivant le grand coté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

VI.11. Semelles isolées sous poteau circulaire:

Une semelle circulaire sous poteau circulaire constitue un tronc de cône et peut être armée par **un quadrillage** de deux nappes orthogonales ou par des **cercles** et des barres verticales.

Avec des notations indiquées on doit avoir:

$$P = (\pi \times D^2/4) \sigma_{sol}$$

Il faut que $\sigma_{sol} \leq \sigma^*$ (sous l'action de la charge P_{ser}), alors :

$$D \geq 1.13 \sqrt{\frac{P_{ser}}{\sigma^*}} \quad \text{et} \quad dx \text{ (ou } dy) \geq (D - D_p)/4.$$

1) Lorsque la semelle est armée par deux nappes orthogonales on doit avoir :

$$e \geq 6 \varnothing + 6 \text{ cm} \quad (\varnothing \text{ en centimètre}).$$

L'origine " A " des bielles se détermine comme dans le cas des semelles rectangulaires sous poteaux rectangulaires, et comme dans ce cas, on peut admettre que l'origine " A " est la même pour les deux nappes d'armatures orthogonales.

Les efforts F_x et F_y sont calculés:

$$F_x = F_y = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d}$$

Les armatures seront calculées :

-Pour la section des armatures du lit inférieur (avec d_j) :

$$A_i = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s}$$

-Pour la section des armatures du lit supérieur (avec d_s) :

$$A_s = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d_s \sigma_s}$$

Vu la petite différence entre d_i et d_s , on peut prendre $d_i = d_s = d$

❖ Si le diamètre $D \leq 1\text{m}$

On admet que l'effort est uniformément réparti et on dispose les barres avec un écartement constant dans chaque direction. Comme les barres situées aux extrémités sont souvent trop courtes pour être efficaces, on ne prend pas en compte dans la valeur trouvée pour A_i (ou pour A_s) les deux barres d'extrémité que l'on considère comme des barres de répartition.

❖ Si le diamètre $1\text{ m} < D \leq 3\text{ m}$

On divise deux diamètres perpendiculaires en trois parties égales et on place :

- dans la zone centrale : $0,50 A_i$ et $0,50 A_s$;
- dans chaque zone intermédiaire : $0,25 A_i$ et $0,25 A_s$.

❖ Si le diamètre $D > 3\text{m}$

On divise deux diamètres perpendiculaires en cinq parties égales et on place :

- dans la zone centrale : $0,3 A_i$ et $0,30 A_s$;
- dans chaque zone intermédiaire : $0,25 A_i$ et $0,25 A_s$;
- dans chaque zone latérale : $0,10 A_i$ et $0,10 A_s$;

2) Lorsque la semelle est armée par des cerces, l'épaisseur en rive "e" est prise telle qu'il y ait 3cm entre chaque cerce et au moins 3cm d'enrobages supérieur et inférieur. Si "m" est le nombre de cerces : $e \geq m \emptyset + 3(m+1)$, en centimètres

Avec :

\emptyset , le diamètre (en centimètres) des barres de cerces.

Les efforts F_x et F_y sont calculés:

$$F_x = F_y = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d}$$

La section totale des cerces A_c devra donc pouvoir équilibrer un effort $F_x / 2$:

$$A_c = \frac{F_x}{2 \sigma_s} = \frac{P_u (D - D_p)}{6 \pi d \sigma_s}$$

Les cerces sont liées entre elles par des armatures verticales qu'on a disposées pour assurer leur maintien pendant le bétonnage et constituer en outre une butée efficace pour les bielles de béton comprimé. On dispose la cerce supérieure de manière que son axe se trouve sur une droite passant par collet de la semelle et faisant un angle de 45° avec la verticale

VI.11.1.Exemple de calcul Semelles circulaires sous poteaux circulaires:

Soit à déterminer les dimensions et les armatures d'une semelle de fondation d'un poteau circulaire de $D_p=40\text{cm}$ de diamètre. Les charges transmises au sol sont :

- charge permanente $G = 250.45 \text{ kN}$
- Charge d'exploitation $Q = 110.71 \text{ kN}$

La contrainte limite admissible au sol $\sigma_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$

Les armatures sont en acier Fe E 400, le béton a la résistance caractéristique $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La profondeur de la fondation $H = 1,5\text{m}$.

Les dimensions de la semelle sont calculées d'après les charges de service P_{ser} et de la contrainte admissible au sol σ_{sol} Dans le calcul des dimensions on prend en considération le poids propre de la semelle :

$$(\pi \times D^2/4)\sigma^* = P_{\text{ser}} + (\pi \times D^2/4)\rho_m H$$

Ou encore :

$$P_{\text{ser}} = (\pi \times D^2/4) (\sigma^* - \rho_m H)$$

D'où on trouve :

$$D = \sqrt{\frac{4P_{\text{ser}}}{(\pi \sigma_{\text{sol}} - \rho_m H)}} = 1.13 \sqrt{\frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} - \rho_m H}} = 1.3 \sqrt{\frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec : $H=1.5 \text{ m}$; $\rho_m = 20 \text{ KN/m}^3$; $P_{\text{ser}} = 250.45 + 110.71 = 361.16 \text{ KN}$

On trouve :

$$D = \sqrt{\frac{361.16}{(0.15 \times 10^3 - 20 \times 1.5)}}$$

On prend : $D = 2 \text{ m}$.

Les autres dimensions sont :

$$d \geq \frac{D_s - D_p}{4} = \frac{2 - 0.4}{4} = 0.40 \text{ m}$$

On prend : $d_i = 0.45 \text{ m}$, $d_s = 0.45 - 0.01 = 0.44 \text{ m}$

$h = d + c = 0.45 + 0.05 = 0.5 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$

❖ **Calcul de ferrailage:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.34}{328.74} = 0.031 \leq \frac{D}{24} = 1.66 \dots\dots\dots \text{ C V}$$

La méthode des bielles est applicable

$$N_u = \left(1 + 4 \frac{e}{D}\right) N_u$$

$$N_u = \left(1 + \frac{4 \times 0.031}{D}\right) 328.74 = 430.65 \text{ kN}$$

a) Calcul des armateurs pour l'état-limite ultime:

Charge de calcul :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 250.45 + 1,5 \times 110.71 = 504.17 \text{ kN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

1) Calcul d'armature inférieure:

$$A_i = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_i = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d_i \sigma_s} = \frac{504.17 \times 10^3 (2000 - 400)}{3 \times 3.14 \times 450 \times 348} = 546.83 \text{ mm}^2 = 5.47 \text{ cm}^2$$

2) Armature supérieur:

$$A_s = \frac{P_u (D - D_p)}{3 \pi d_s \sigma_s} = \frac{504.17 \times 10^3 (2000 - 400)}{3 \times 3.14 \times 440 \times 348} = 559.30 \text{ mm}^2 = 5.60 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures pour l'état-limite de service:

La résistance des armatures est prise :

$$\sigma_s < 2 f_e / 3 = 2 \times 400 / 3 = 267 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \max (0.5 f_e = 200 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} = 187 \text{ MPa})$$

Donc on prend : $\overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa}$

1) Calcul d'armature inférieure:

$$A_i = \frac{P_{ser} (D - D_p)}{3 \pi d_i \overline{\sigma_s}} = \frac{361.16 \times 10^3 (2000 - 400)}{3 \times 3.14 \times 450 \times 200} = 681.60 \text{ mm}^2 = 5.47 \text{ cm}^2$$

2) Armature supérieur:

$$A_s = \frac{P_{ser} (D - D_p)}{3 \pi d_s \overline{\sigma_s}} = \frac{361.16 \times 10^3 (2000 - 400)}{3 \times 3.14 \times 440 \times 200} = 697.10 \text{ mm}^2 = 6.97 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

Donc, les armatures déterminées pour l'état-limite ultime ne sont pas suffisantes.

On prend celles déterminées pour l'état-limite de service:

Dans chaque direction 10 Ø 12 avec $A_i = A_s = 1130 \text{ mm}^2 = 11.31 \text{ cm}^2$

VI.12. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé:

✚ Sous poteaux carré:

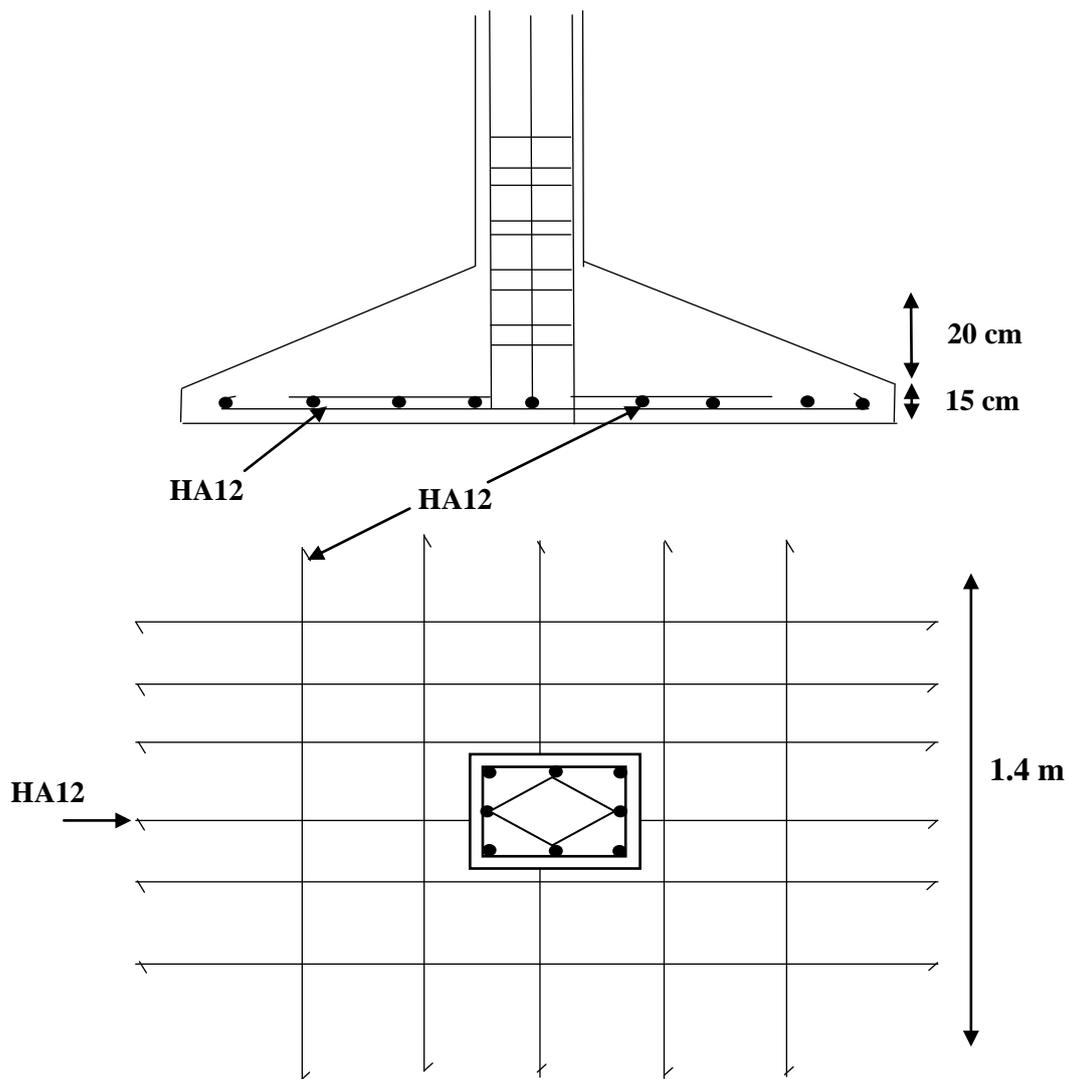


Figure.VI.9.Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux carré

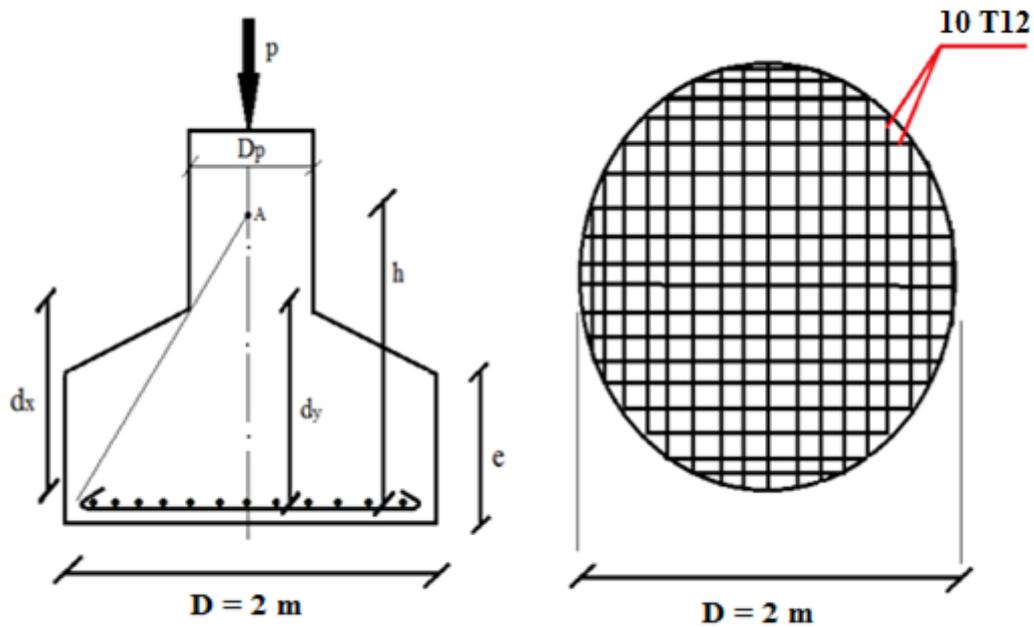
✚ Sous poteaux circulaire:

Figure.VI.10.Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux circulaires

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

La conception représente un élément clé dans l'étude des projets et des ouvrages de génie civil. Elle doit être entreprise et élaborée conformément aux règles de sécurité et de conception établies tout en tenant compte des contraintes économique et esthétique.

Une mosquée est plus qu'un lieu de culte ; elle sert d'institution sociale et éducative. Elle sert aussi de lieu de rencontres et d'échanges sociaux. Elle peut, ainsi, être accompagnée d'une madrasa, voir d'une bibliothèque.

De ce fait, en plus d'une architecture attractive et singulière, elle doit être conçue pour résister aux sollicitations sévères dont les séismes. L'histoire des catastrophes naturelles ayant ébranlé notre pays, témoigne du rôle humanitaire joué par la mosquée dans pareilles situations.

C'est pourquoi nous avons mené cette étude avec minutie et beaucoup d'intérêt avec pour objectif de garantir un dimensionnement conforme aux règles et à la hauteur des exigences de sécurité requises pour un lieu de culte pouvant recevoir plusieurs dizaines de personnes en même temps.

La modélisation et l'analyse de cet ouvrage ont été faites à l'aide du logiciel ETABS 9.7.4. Cet outil a rendu notre travail facile et a permis de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage face à l'excitation sismique.

Le choix du contreventement par portique auto stable, a conduit à des ferraillements importants des éléments porteurs (poteaux-poutres). Pour garantir une meilleure stabilité de toutes les parties de la mosquée (salle de prière, minaret, salle d'ablution), des joints sismiques sont prévus et convenablement calculés de sorte à éviter l'entrechoquement de ces parties de la structure en cas de séisme.

Conclusion générale

La sécurité de l'ouvrage soumis aux effets de l'action sismique est garantie tant que ses éléments porteurs vérifient les conditions exigées par le RPA99, à savoir :

- Conditions inhérentes aux sollicitations normales et tangentés ;
- Conditions inhérentes aux déplacements relatifs et aux effets P- Δ .

Il est parfois frustrant, pour un élève ingénieur, de s'apercevoir que dans un projet réel, il n'est pas si simple de mettre en adéquation les aspects techniques, esthétiques et financiers, car ce dernier, représente bien souvent l'enjeu majeur d'une opération de construction, dans notre société actuelle. Néanmoins, nous estimons que par ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans le domaine de la conception des structures de génie civil, nous pourrions mieux aborder les exigences de la vie professionnelle, et que ce modeste travail servira de bon support pour les promotions à venir.