

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع :/2020



Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

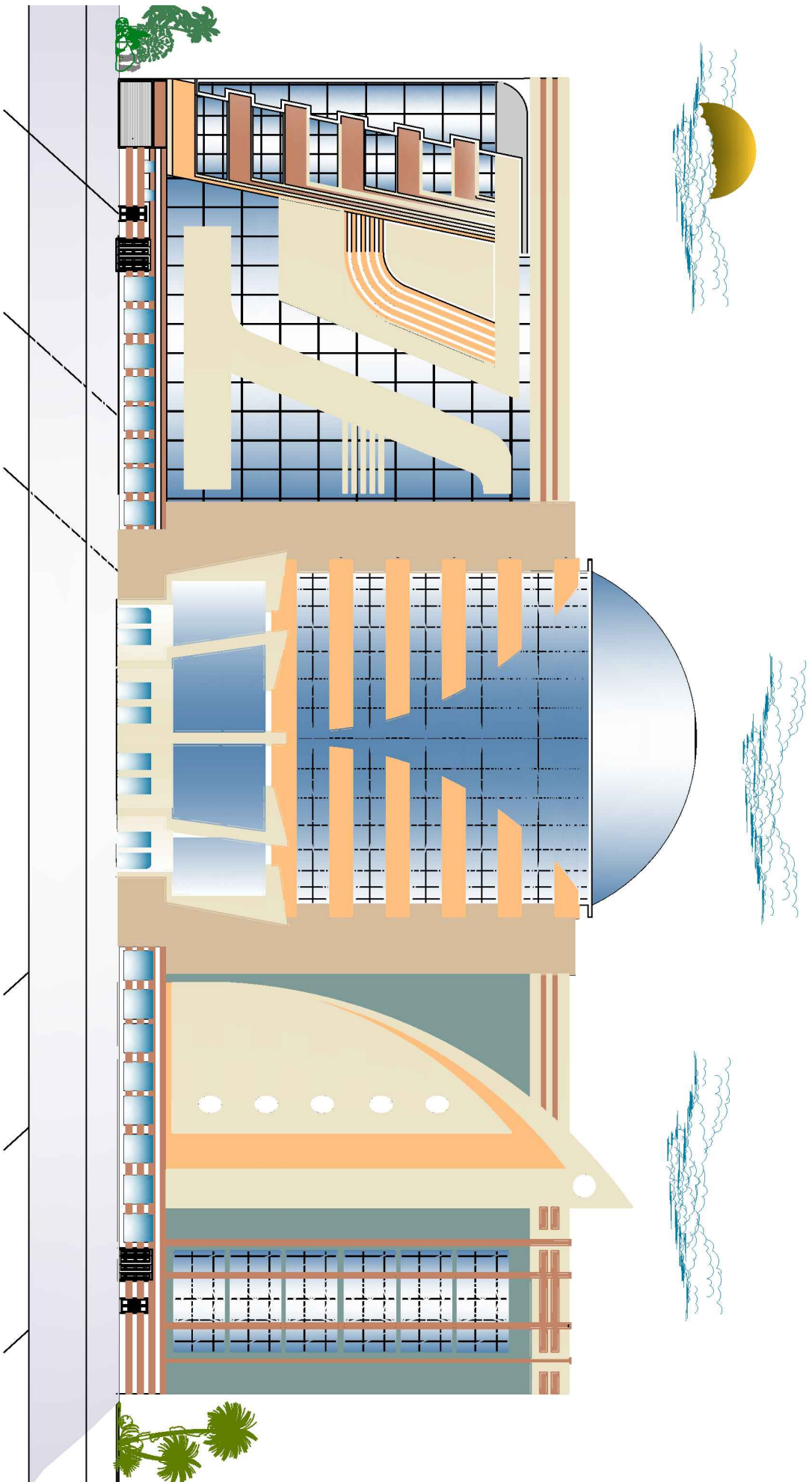
Thème :

**Conception et modélisation d'un
bâtiment en (R+ 8 + Sous-Sol) à usage commercial
contreventé par un système mixte implanté à Tipaza**

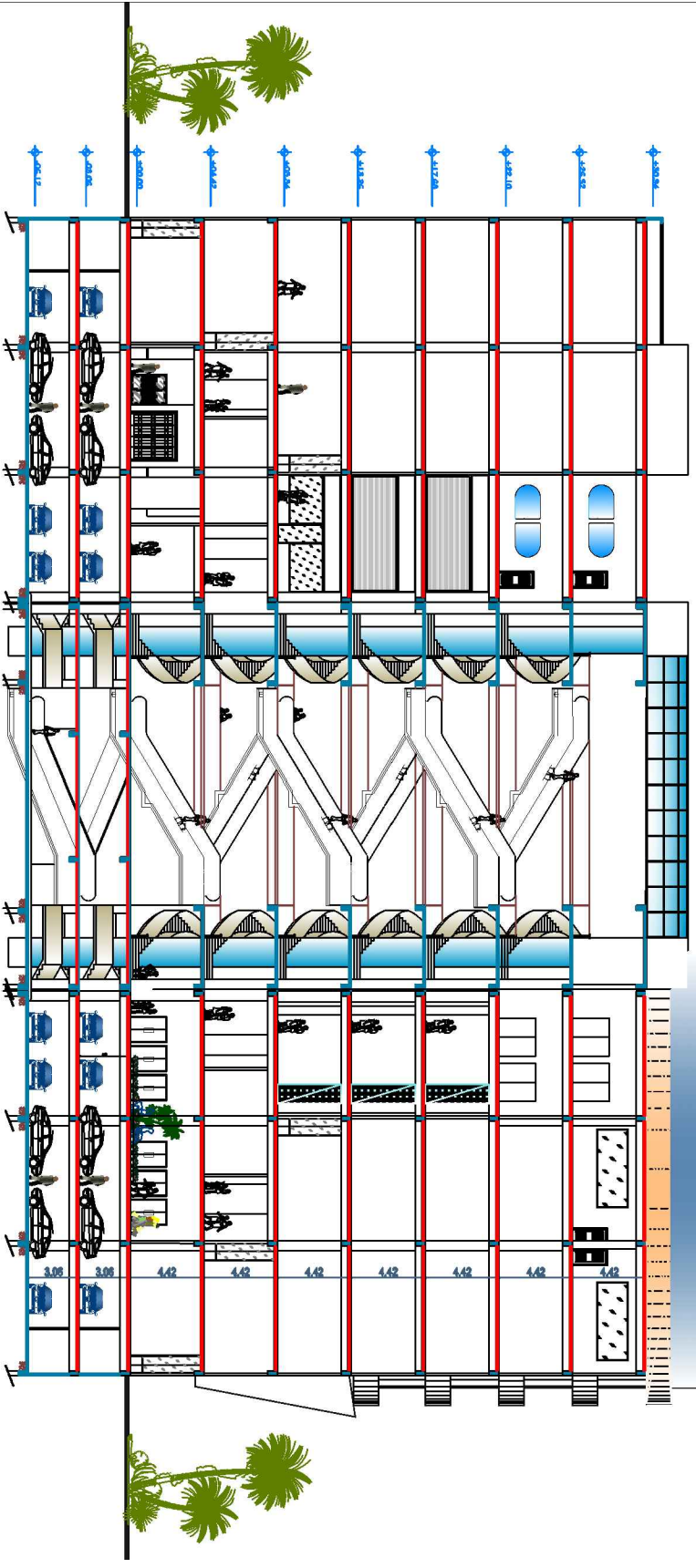
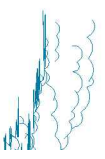
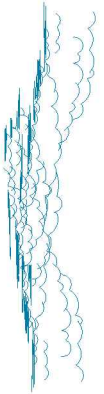
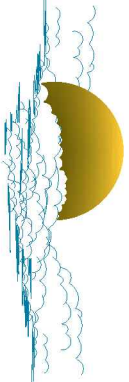
- Encadreur :
- M.MECKKOURI Mohamed

- Nom et Prénom de l'étudiant :
- HAZMANI Ilyes

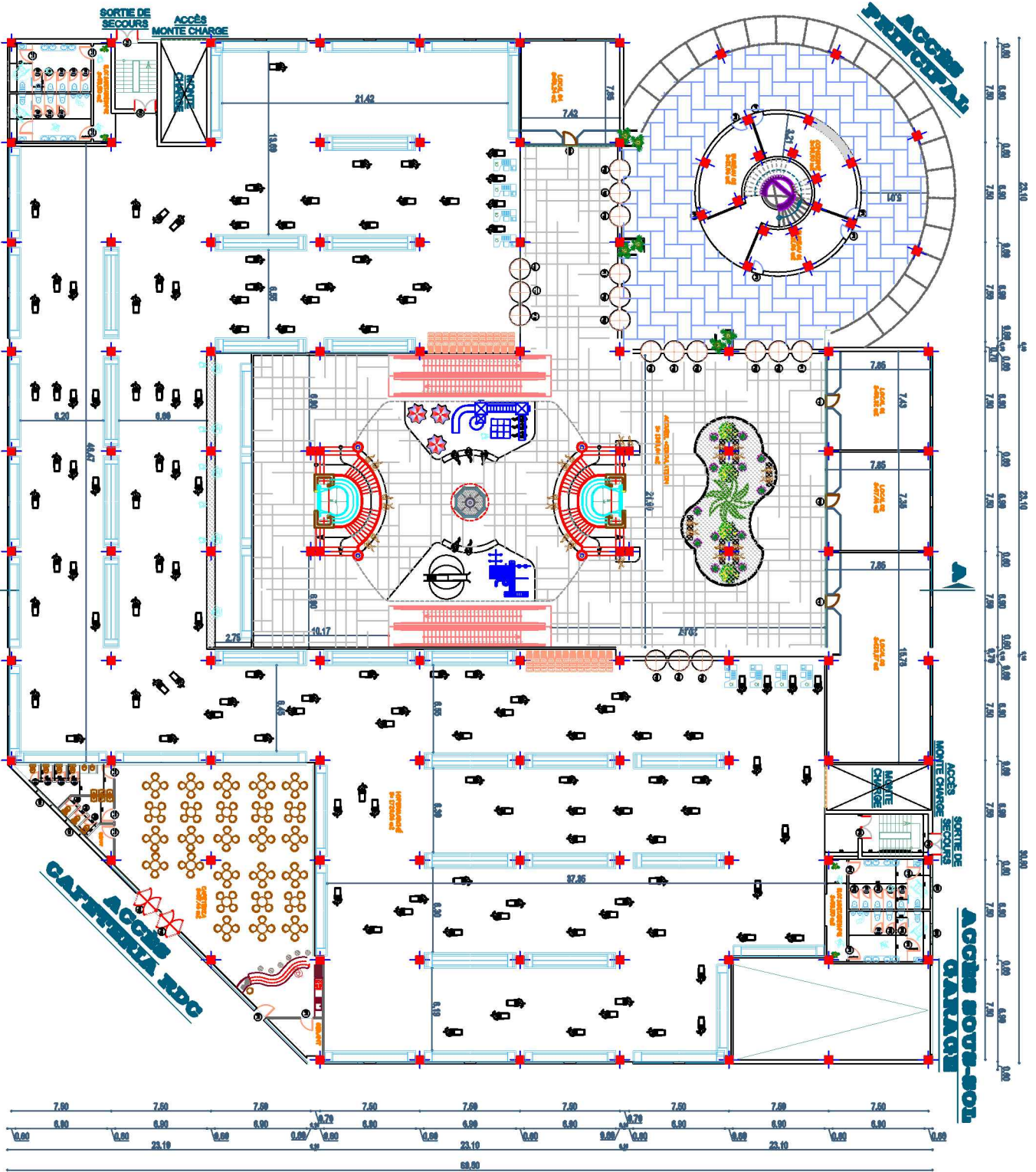
Année universitaire : 2019 - 2020



FACADE PRINCIPALE



Plan RDC



Remerciements

✧ Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

✧ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie notre encadreur M. MECHKOURI Mohamed pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

✧ Ainsi je exprime mon reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce mémoire et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil

✧ Je remercie également l'ensemble des enseignants du département de génie civil

✧ Et je remercie mes collègues Hafidi Rachide, Kermiche Mayssa et Lahmadi Amel Pour tous les beaux souvenirs qui sont passés

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	1
I.4.Eléments structuraux du bâtiment.....	2
I.5.Choix du contreventement.....	2
I.6.Règlements et normes utilisé.....	3
I.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.8.Hypothèse de calcul.....	7
I.9.Action et sollicitations.....	7
I.10.Conclusion.....	8

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1.Introduction	9
II.2.Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	9
II.2.1. Les planchers.....	9
II.2.1.1. Planchers nervuré.....	9
II.2.2.La coupole.....	10
II.2.3.Les poutres.....	12
II.2.4.Les poteaux.....	13
II.2.5.Les voiles.....	13
II.2.6.Les nervures.....	14
II.2.7. L'acrotère.....	15

II.2.8. L'escalier.....	15
II.2.8.1. escalier type 1.....	16
II.2.8.2. escalier type 2.....	16
II.3. Descente des charges.....	18
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	19
II.5. Loi de dégression.....	21
II .6.Conclusion.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	27
III.2. La coupole.....	27
III.2.1.Introduction.....	27
III.2.2.Caractéristiques géométriques.....	27
III.2.3.Méthode de calcul.....	28
III.2.4.Evaluation des charges.....	30
III.2.5. Combinaison des charges.....	30
III.2.6. Calcul des sollicitations.....	30
III.2.7. Ferrailage de la coupole.....	30
III.2.8. Présentation du ferrailage.....	31
III.3. L'escalier.....	31
III.3.1.Introduction.....	31
III.3.2. Méthode de calcul.....	32
III.3.3. Escalier type 01 (Escaliers à double volée avec un palier de repos).....	32
III.3.3.1. Calcul de ferrailage.....	33

III.3.3.2.	Présentation de ferrailage.....	36
III.3.3.3	La poutre palière.....	36
III.3.3.4.	Calcul de ferrailage.....	38
III.2.3.5.	Présentation du ferrailage.....	40
III.3.4.	Escalier type 02 (Escalier hélicoïdal balance).....	40
III.3.4.1.	Calcul de ferrailage.....	42
III.3.4.2.	Présentation du ferrailage.....	44
III.4.	L'acrotère.....	45
III.4.1.	Définition.....	45
III.4.2.	Mode de travail.....	45
III.4.3.	Evaluation des charges.....	45
III.2.4.	Les sollicitations.....	47
III.4.5.	Calcul de ferrailage.....	47
III.5.	Conclusion.....	51
 Chapitre IV : Etude des planchers		
IV.1.	Introduction.....	52
IV.2.	Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher.....	52
IV. 3.	Etude de plancher.....	53
IV.4.	Méthode de calcul des sollicitations.....	54
IV.5.	Calcul du Ferrailage.....	70
IV.6.	Présentation du ferrailage.....	77
 Chapitre V : Etude dynamique		
V.1.	Introduction.....	78

V.2.Méthode de calcul.....	78
V.2.1.Méthode statique équivalente.....	78
V.2.2.Méthode dynamique modale spectrale.....	78
V.3.Analyse de la structure.....	82
V.4.Distribution des Forces Sismiques.....	90
V.5.Calcul Des Actions Sismiques.....	92
V.6.Vérification des déplacements.....	95
V.7.Vérification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$	97
V.8.Vérification au renversement.....	98
V.9.Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	100
V.10.Conclusion.....	102

Chapitre VI : Etude de l'effet de la température

VI.1.Introduction.....	103
VI .2.Dimension la structure dans les zones thermiques.....	103
VI.3.Action de la température climatique.....	104
VI.4.Calcule la variation uniforme de température.....	104
VI.5. Analyse de la structure.....	105
VI.5.1. Hypothèse pour le calcul de structure.....	105
VI.5.2. Les combinaisons d'actions.....	105
VI.5.3. Application de l'effet de température.....	105
VI.6. Conclusion.....	105

Chapitre VII : Ferrailage des éléments porteurs

VII.1.Introduction.....	106
-------------------------	-----

VII.2. Les combinaisons d'actions.....	106
VII.3. Ferrailage des éléments porteurs.....	107
VII.3.1. Ferrailage des poutres.....	107
VII.3.2. Ferrailage des poteaux.....	113
VII.4. Ferrailage Des Voiles.....	122
VII.4.1. Introduction.....	122
VII.4.2. Exemple de Calcul.....	123
VII.4.3. Schéma de ferrailage.....	127
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
VIII.1. Introduction.....	128
VIII.2. Etude des fondations.....	128
VIII.3. Calcule le radier.....	129
VIII.4. Ferrailage de radier.....	113
VIII.5. Etude de la nervure	139

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul

Fig. I.1. Diagramme Contrainte déformations du béton.....	4
Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation d'acier.....	6

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Fig.II.1. Plancher nervuré.....	9
Fig. II.2. Schéma des nervures.....	10
Fig. II.3. Couple.....	10
Fig. II.4. Couple.....	11
Fig. II.5. Coupe de voile en élévation.....	14
Fig. II.6. Schéma des poutrelles.....	14
Fig. II.7. Schéma d'acrotère.....	15
Fig. II.8. Vue en coupe d'escalier.....	16
Fig. II.9. Schéma escalier hélicoïdal.....	17
Fig. II.10. Schéma escalier hélicoïdal.....	17
Fig.II.11. Vue en coupe d'escalier hélicoïdal balance.....	18
Fig.II.12. Mur extérieur.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Fig. III.1. La coupole.....	27
Fig. III.2. Ferrailage de la coupole.....	31
Fig. III.3. Ferrailage de l'escalier.....	36
Fig. III.4. Ferrailage de la poutre palière.....	40
Fig. III.5. Ferrailage d'escalier hélicoïdal balance.....	44
Fig.III.6. Schéma statique de l'acrotère.....	45
Fig.III.7. Schéma statistique.....	47

Fig.III.8. Ferrailage d'acrotère.....	51
--	----

Chapitre IV : Etude des planchers

Fig. IV.1. Schéma de poutrelle.....	53
--	----

Fig. IV.2. Moment de type 1 ELU.....	56
---	----

Fig. IV.3. Effort tranchant de type 1 ELU.....	57
---	----

Fig. IV.4. Moment de type 1 ELS.....	59
---	----

Fig. IV.5. Effort tranchant de type 1 ELU.....	60
---	----

Fig. IV.6. Moment de type 1 ELU.....	61
---	----

Fig. IV.7. Effort tranchant de type 1 ELU.....	62
---	----

Fig. IV.8. Moment de type 1 ELS.....	64
---	----

Fig. IV.9. Effort tranchant de type 1 ELU.....	65
---	----

Fig. IV.10. Moment de type 3 ELU.....	66
--	----

Fig. IV.11. Moment de type 3 ELS.....	66
--	----

Fig. IV.12. Effort tranchant de type 3 ELU.....	67
--	----

Fig. IV.13. Effort tranchant de type 3 ELU.....	67
--	----

Fig. IV.14. Moment de type 3 ELU.....	68
--	----

Fig. IV.15. Moment de type 3 ELS.....	69
--	----

Fig. IV.16. Effort tranchant de type 3 ELU.....	69
--	----

Fig. IV.17. Effort tranchant de type 3 ELU.....	70
--	----

Fig. IV.18. Schéma de poutrelle.....	71
---	----

Fig. IV.19. Ferrailage de plancher.....	77
--	----

Chapitre V : Etude dynamique

Fig. V.1. Disposition des voiles variante initiale en 3D.....	82
--	----

Fig. V.2. Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y).....	84
Fig. V.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3d et vue en plan (Torsion).....	84
Fig. V.4. Disposition des voiles Deuxième variante en 3D.....	85
Fig. V.5. Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y).....	87
Fig. V.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe X avec).....	87
Fig. V.7. Troisième mode de vibration. Vue 3d (Torsion).....	87
Fig. V.8. Disposition des voiles Troisième variante en 3D.....	88
Fig. V.9. Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y).....	89
Fig. V.10. Deuxième mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe X avec).....	90
Fig. V.11. Troisième mode de vibration. Vue 3d (Torsion).....	90
 Chapitre VII : Ferrailage des éléments porteurs	
Fig.VII.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	113
Fig.VII.2. section de poteau.....	118
Fig.VII.3. Ferrailage des poteaux.....	122
Fig.VII.4. Ferrailage des voiles.....	127
 Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Fig. VIII.1. Ferrailage en travée et sur appuis de nervure.....	142
Fig. VIII.2. Ferrailage globale de radier.....	143

Liste des tableaux

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Tab. II.1.Descente des charges sur poteau centrale.....	22
---	----

Chapitre V : Etude dynamique

Tab. V.1. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).....	83
---	----

Tab. V.2. Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante).....	86
---	----

Tab. V.3. Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante).....	89
---	----

Tab. V.4. Distribution des forces sismique(sens-x) au niveau de chaque étage.....	91
---	----

Tab. V.5. Distribution des forces sismique(sens-y) au niveau de chaque étage.....	91
---	----

Tab. V.6. Le poids total de la structure.....	93
---	----

Tab. V.7. Les déplacements du aux force sismiques au sens longitudinal (XX).....	96
--	----

Tab. V.8. Les déplacements du aux force sismiques au sens transversal (YY).....	96
---	----

Tab. V.9. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens longitudinal >.....	97
--	----

Tab. V.10. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens transversal >.....	98
--	----

Tab. V.11. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.....	99
--	----

Tab. V.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY.....	99
--	----

Tab. V.13. Caractéristiques massique de la structure.....	101
---	-----

Tab. V.14. L'excentricité accidentelle des étages.....	102
--	-----

Chapitre VI : L'effet de température

Tab.VI.1.Zone thermique.....	104
------------------------------	-----

Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays en privilégie, la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage commerciale, implanté dans une zone de fort sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul



I .1.Introduction:

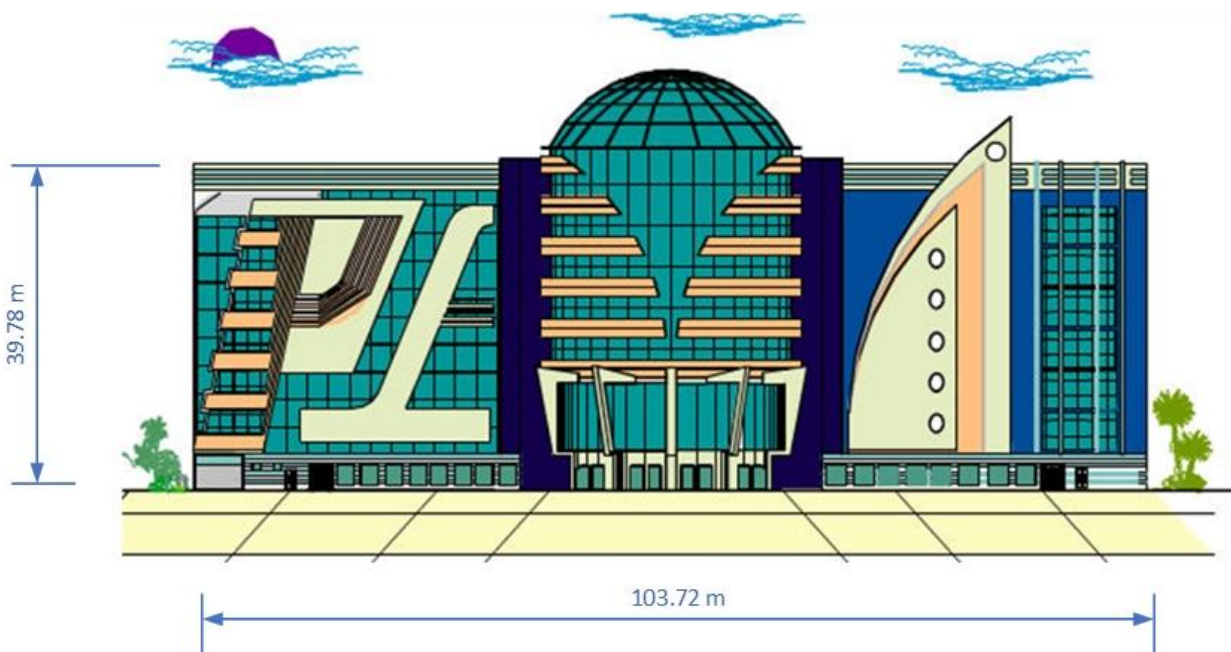
En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

I .2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un **bâtiment (R+ 8 + SS) à usage commercial**, dans la Wilaya de **TIPAZA**, qui est classé par le règlement parasismique algérien (RPA 99 / VERSION 2003) comme une **zone de fort sismicité (III)**

I .3.Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Largeur **67.5 m**
- Longueur **75 m**
- Hauteur totale avec l'acrotère **40.38 m**
- Hauteur du R.D.C **4.42 m**
- Hauteur d'étage courant **4.42 m**
- Hauteur du sous-sol **4.42 m**
- Hauteur de coupole **8 m**



I .4.Eléments structuraux du bâtiment

I .4.1.L'infrastructure : pour assurer la transmission des charges au sol.

I .4.2.Les escaliers : permettent le passage d'un niveau à un autre.

I .4.3.Les poteaux : éléments verticaux, permet la transmission des charges aux fondations.

I .4.4.Les Poutres : éléments horizontaux, permettent la transmission des charges aux poteaux.

I .4.5.Les planchers : éléments surfaciques horizontaux, qui assurent la transmission des forces agissantes dans leurs plan aux poutres.

I .4.6.Les voiles : sont en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux.

I .4.7.L'acrotère : fait en béton armé, contournant le bâtiment, encastré a sa base au plancher terrasse.

8.Les maçonneries : les murs extérieurs sont en double cloison séparé avec une âme d'air de 5 cm, Les murs intérieurs (de séparation) sont en une seule paroi de brique de 10 cm.

I .5. Choix du contreventement :

Le RPA 99 version 2003 exige, pour toutes structures dépassent 4 niveaux ou bien une hauteur de 14m en zone III, d'utiliser un contreventement mixte (voile-portique) avec justification de l'interaction portique-voile.

Pour ce genre de contreventement, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées.

- Les voiles de contreventement ne doit pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont utilisés actuellement en Algérie :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.7.1. Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**

- 400 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 180 litres d'eau de gâchage.

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

➤ Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$

➤ Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa.}$

• **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

ζ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

Si :

$$0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$$

La courbe est sous forme d'une parabole.

$$2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\text{Avec : } \theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

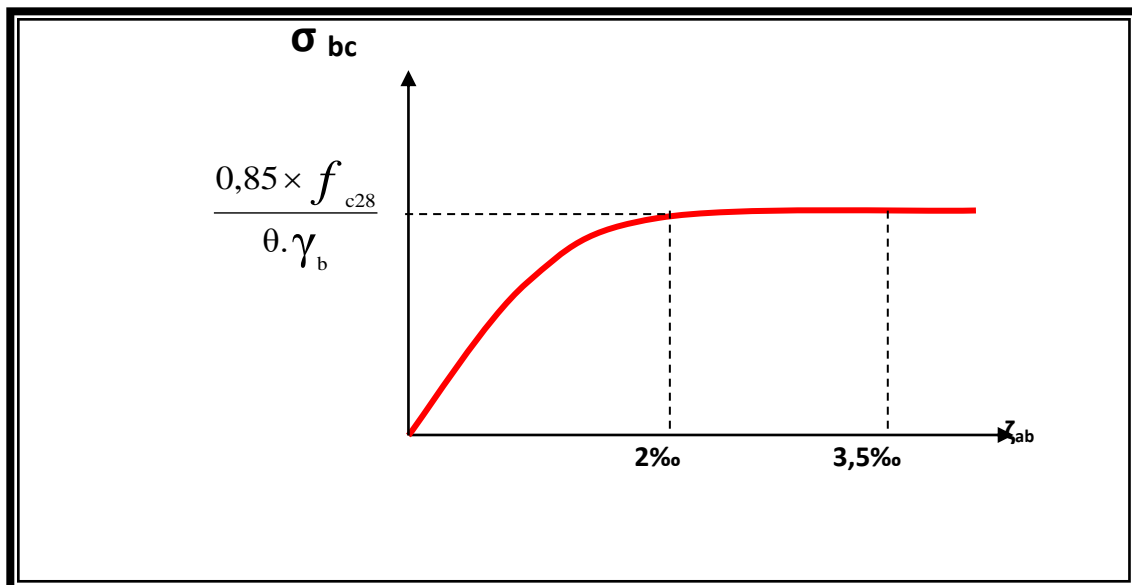


Fig. I.1. Diagramme Contrainte déformations du béton

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Les Armatures

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

- **Type d'acier utilisé :**

- Barres lisses \Rightarrow FeE 235
- Barres à haute adhérence \Rightarrow FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \Rightarrow FeE520

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ

- **Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ Mpa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\text{Si } \zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$$

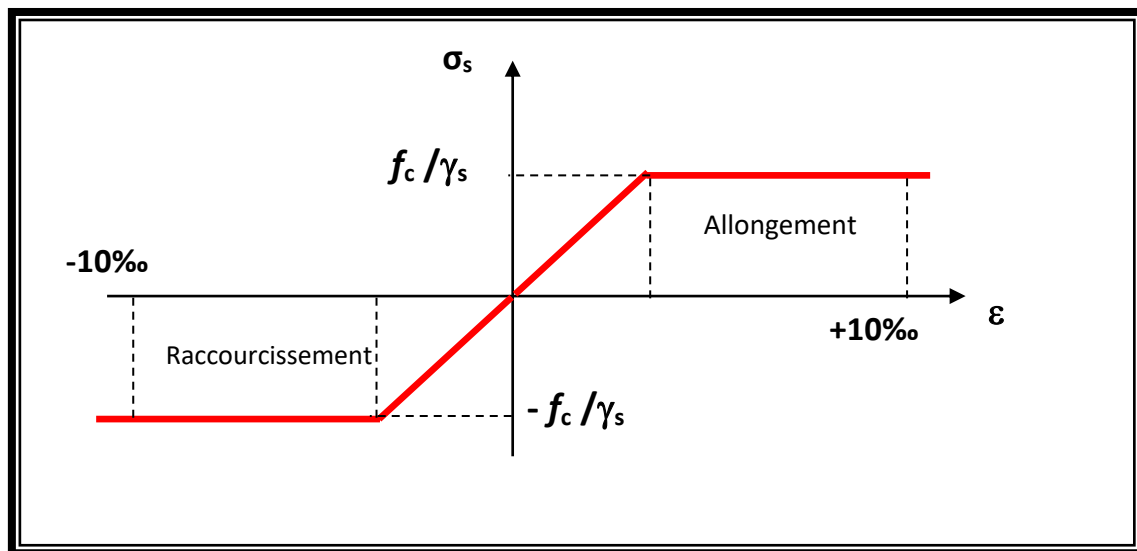


Fig. I.2. Diagramme contrainte déformation d'acier

Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .
- Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.8. Hypothèses de calcul

E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2) :

- Conservation des sections planes (les section planes restent planes après déformation).
- Il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ; de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pour vu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

E.L.S : BAEL91 (article IV.1) :

- Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastique
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec:
 - E_s : module d'élasticité (module de Young) de l'acier.
 - E_b : module de déformation longitudinale du béton.
 - n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.
- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.9. Actions et sollicitations :

- **Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

- **Sollicitation de calcul :**

A l'état limite ultime ELU

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q + 0.8T$$

A l'état limite de service ELS

$$N_s = G + Q$$

Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques données par RPA 99 Version 2003 :

$$- G + Q \pm E$$

$$- 0.8G \pm E$$

$$- G + Q \pm 1.2E$$

I.10.Conclusion :

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elles dépendent aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes seraient trop onéreuses.

Des échéances imposées par le maître d'ouvrage. Souvent, les échéances sont telles que les méthodes de traitement des terrains par pré chargement sont impossibles.

Chapitre II:
Pré-dimensionnement des éléments et
descente des charges



II.1.Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1.Les planchers :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. Dans notre structure, on utilise de type de **Plancher nervuré**

II.2.1.1.Plancher nervuré :

La conception des planchers nervurés s'apparente aux dalles sur poutrelles du moins dans la constitution du système constructif. Ainsi les poutrelles sont remplacées par des nervures en béton armé dont l'inertie souvent non négligeable comparée à celle des poutrelles offre une grande rigidité aux charges verticales pour ce type de plancher

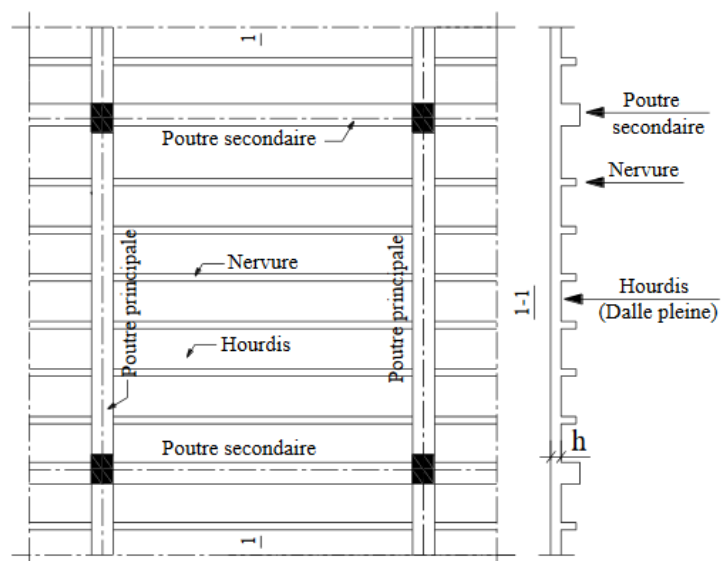


Fig.II.1.Plancher nervuré

Pour notre cas :

La hauteur totale de plancher :

$$ht = 50\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{L'épaisseur de la dalle de compression } e = 12\text{cm} \\ \text{La hauteur de nervure } hn = 38\text{cm} \end{cases}$$

L'espacement entre nervures : **80 cm**

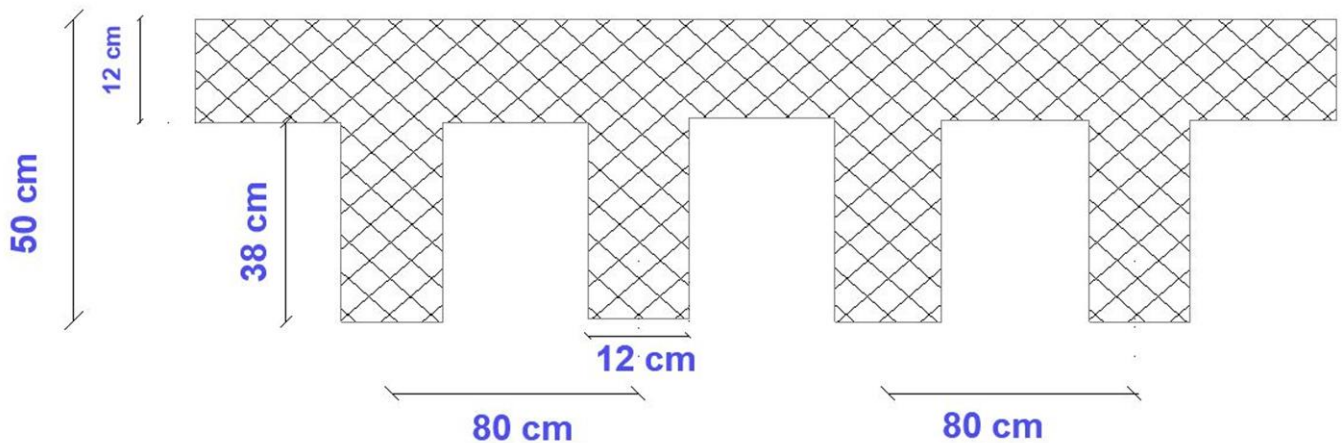


Fig. II.2. Schéma des nervures

II.2.2.La coupole :

Après avoir choisi la méthode et les matériaux de construction convenables, on doit maintenant commencer à définir la géométrie d'une coupole

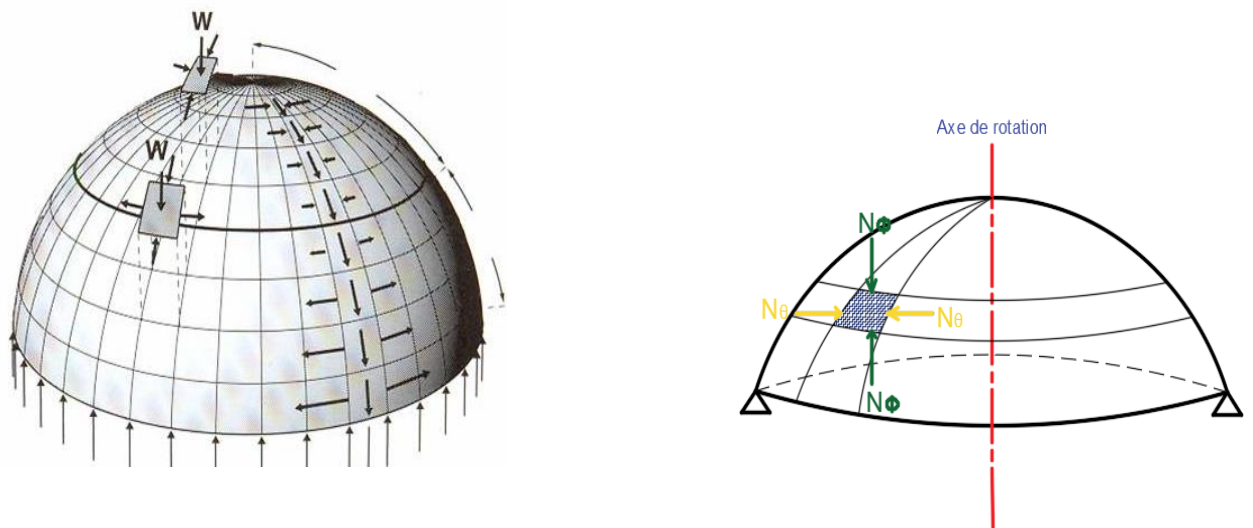


Fig. II.3. Coupole

- **Le diamètre de base « D »** : il représente la travée de la coupole, et il indique l'ouverture juste en haut des éléments porteurs avec : $D = 2a$ (a est le rayon de la courbure)
- **L'épaisseur « e »** : dans le cas courant, le minimum épaisseur de la coupole varie de 6 à 8 cm. Ça dépend des charges appliquées, fissuration, critère de feu
Il peut être obtenu par la formule suivante : $\frac{D}{200} \leq e \leq \frac{D}{150}$
- **La flèche « f »** : dans la plupart des cas, la valeur de la flèche est donnée, mais on peut l'estimer
par : $f \geq \frac{D}{10}$.
- **Le rayon « R_1 »** : c'est le rayon de l'arc dans le sens méridien.
- **Le rayon « R_2 »** : c'est la distance du point O jusqu'à la tangente en M.
Pour les coupoles sphériques, on a toujours $R_1 = R_2$. (Signe positive)
- **L'angle d'inclinaison « Φ »** : c'est l'angle d'inclinaison de la tangente au point M avec l'horizontale et qui est égale à l'angle partant de l'axe de rotation vers M.
- **Le rayon de courbure « R »** : est la distance jusqu'au le centre de la sphère. Il est calculé en utilisant le théorème de Pythagore. On obtient : $R = \frac{D^2+4f^2}{8f}$

- **Caractéristiques techniques:**

- Pour notre cas le diamètre de coupole $D = 23m$
- L'épaisseur « e » : $\frac{D}{200} \leq e \leq \frac{D}{150}$ Donc $0.115 \leq e \leq 0.153$ on adopte $e = 15$ cm
- La flèche « f » : $f \geq \frac{D}{10}$ Donc $f = 8m > 2.3m \dots\dots C.Vérifiée$
- Le rayon de courbure « R » : $R = \frac{D^2+4f^2}{8f}$ Donc $R = 12.27m$

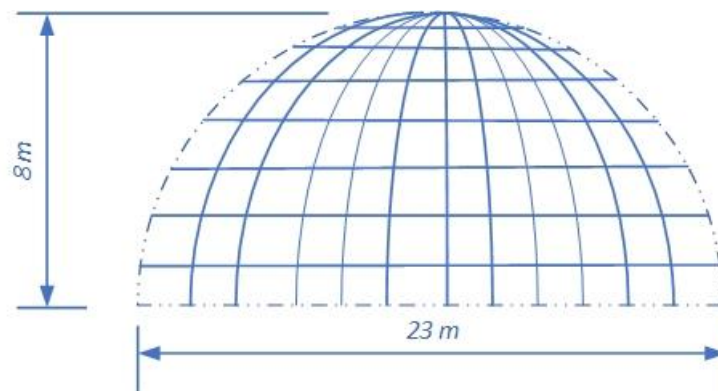


Fig. II.4. Coupole

II.2.3. Les poutres:**II.2.3.1. Les poutres longitudinales (principales):**

- Condition de la portée (BAEL 91) :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

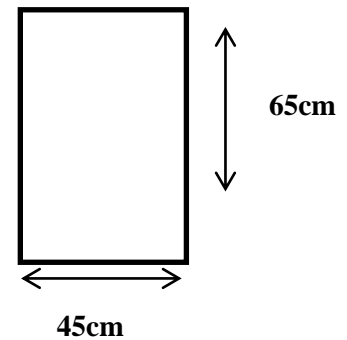
$$L_{\max} = 750 \text{ cm}$$

$$h = (46,9 \div 75) \text{ cm}$$

On prend: $h = 65 \text{ cm}$.

$$b = (0,3; 0,4) h = (19,5; 26).$$

On prend : $b = 45 \text{ cm}$.



- Condition de RPA 99 (7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 65 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{65}{45} = 1.44 < 4 \longrightarrow \text{C.V.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à $(45 \times 65) \text{ cm}^2$.

II.2.3.2. Les poutres transversales (secondaires):

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 750 \text{ cm}$$

$$h = (1/16; 1/10) 750$$

$$h = (46,9; 75) \text{ cm.}$$

On prend: $h = 55 \text{ cm}$

$$b = (0,3; 0,4) h$$

$$b = (0,3; 0,4) 55$$

$$b = (16,5; 22)$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

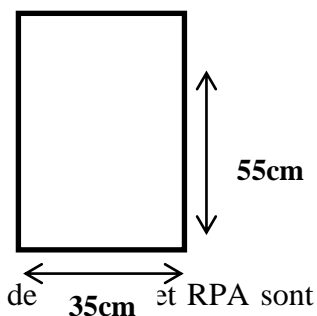
- Condition de RPA 99 (7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 55 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{55}{35} = 1,57 < 4 \longrightarrow \text{C.V.}$$

C.V. Les conditions de 35 cm et RPA sont



vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(35 \times 55) \text{ cm}^2$

II.2.4. Les poteaux :

Selon les règles (B.A.E.L) on a :

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

h_0 : La hauteur d'étage

$$l_f = 0.7 \times 442 = 309.4 \text{ cm}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

$$b_i \geq 3.46 \times \frac{309.4}{50} = 21.41 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

D'après R.P.A.91 page 42 art (7.4.1) en zone III

Donc : $\text{Min} (b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm}$ on a $80 > 30 \text{ cm}$

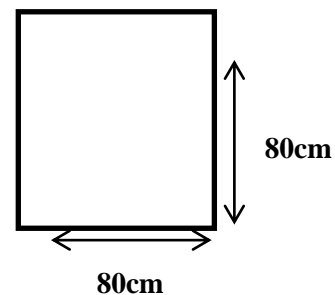
$$\text{Min} (b_i, h_i) \geq \frac{H_{RDC}}{20}$$

$$80 \geq \frac{442}{20} \quad 80 > 22.1 \quad (\text{c. v})$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \frac{1}{4} < \frac{80}{80} < 4$$

$$0.25 < 1 < 4 \quad (\text{c. v})$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Alors on prend les dimensions des poteaux $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

**II.2.5. Les voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

- si on considère l'élément comme voile l'élément satisfaisant à la condition :
- $L \geq 4e$: Où « e » est l'épaisseur du voile.
- si on considère comme élément linéaire. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités

$$\begin{cases} e \geq 15 \\ e \geq h_e / 20 \end{cases}$$

h_e : hauteur libre de l'étage $\Rightarrow h_e = 442 \text{ cm}$

50 cm : épaisseur de la plancher nervure

$$e \geq 392 / 20 = 19.6 \text{ cm}$$

Alors on adopte une épaisseur de voile pour tous les niveaux $e = 25 \text{ cm}$

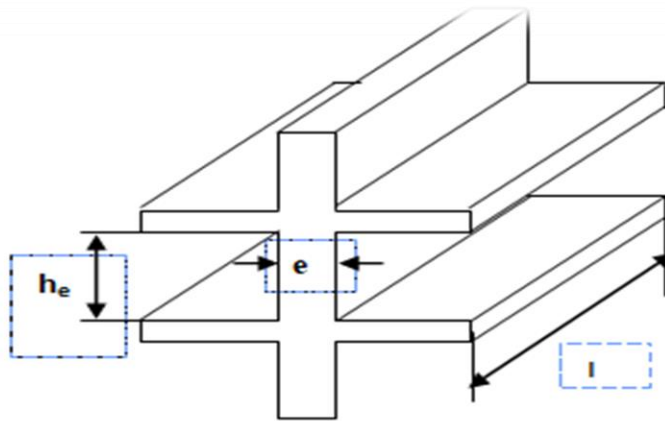


Fig. II.5. Coupe de voile en élévation

II.2.6. Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant:

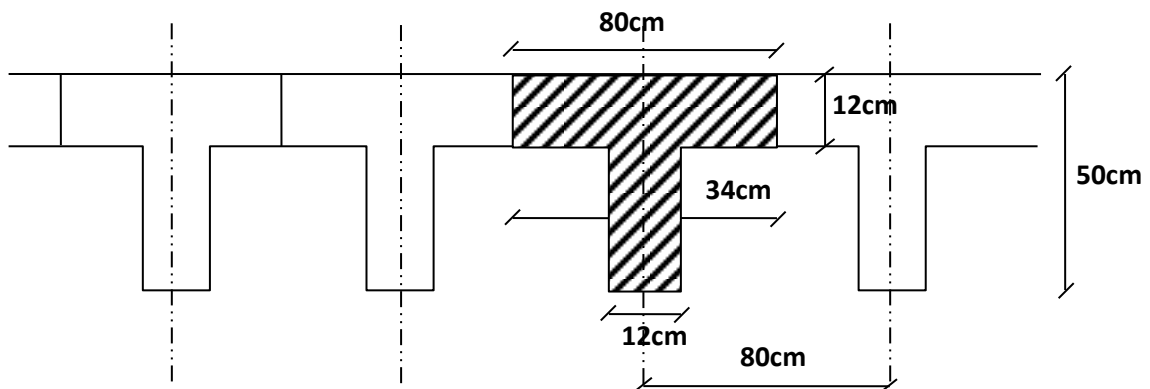


Fig. II.6. Schéma des poutrelles

- Hauteur totale de la nervure $ht = 50\text{cm}$
- L'épaisseur de la dalle compression $h_0 = 12\text{cm}$
- Largeur de la nervure $\Rightarrow \begin{cases} b = 80\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \end{cases}$

II.2.7. L'acrotère :

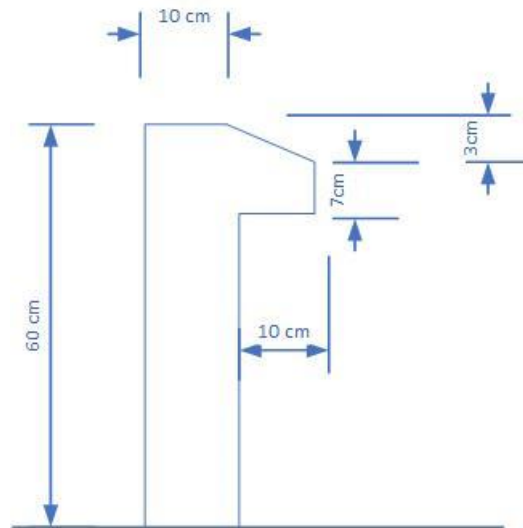


Fig. II.7. Schéma d'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles.

S : la section de l'acrotère

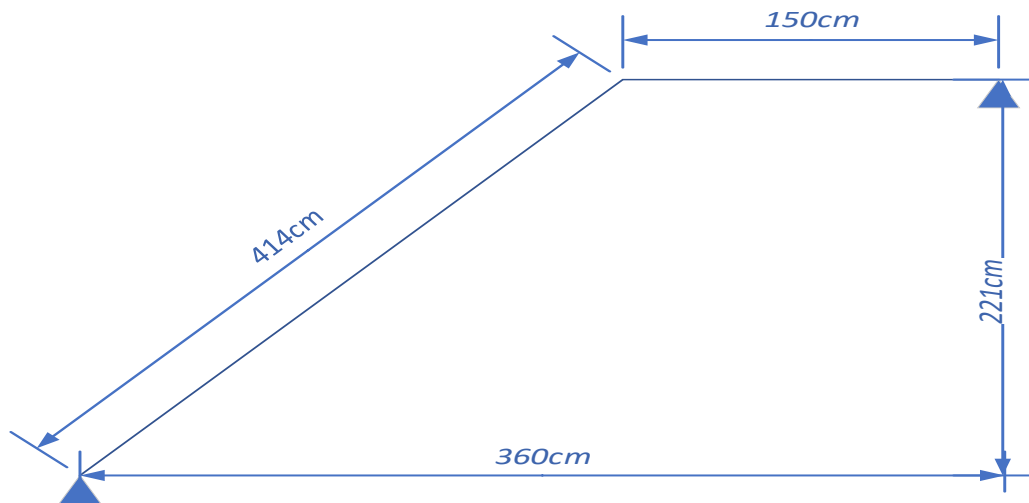
$$S = \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07)$$

$$S = 0.0685\text{m}^2$$

II.2.8. L'escalier :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage un autre. L'escalier est

composé d'une succession régulière de plans horizontaux, ils sont réalisés en béton armé coulé surplace. Les différents éléments constituant un escalier sont représentés dans la figure suivante :

II.2.8.1. Escalier type 01 :**Fig. II.8.** Vue en coupe d'escalier**🔧 Pré dimensionnement :**

Hauteur et largeur des marches :

- Hauteur d'étage : $H = 4.42 \text{ m}$
- On a: $14 < h < 18 \text{ cm}$. Pour le confort architectural, on adopte $h = 17 \text{ cm}$
- Le nombre des contres marches $nc = H/h = 26$
- La dimension du giron à partir de la formule de BLONDEL
- On a: $59 < 2h + g < 64 \Rightarrow 26 < g < 31 \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

L'inclinaison de la paillasse :

- $\tan(\theta) = 204 \div 360 \Rightarrow \theta = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est :

- $204 \div \sin(29.54) = 413.78 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la condition : $L/30 < e < L/20$

- Tel que : $L = 4.14 + 1.5 = 5.64 \text{ m} \Rightarrow$ [Longueur (entre nus) de la volée entre deux appuis]
- On a: $18.8 \text{ cm} < e < 28.2 \text{ cm}$ on adopte $e = 20 \text{ cm}$

II.2.8. 2. Escalier type 02

Escalier hélicoïdal balance : Escalier à marches rayonnantes conçu en spirale, tournant autour d'un point pivot central constituant centre de spirale. La ligne de foulée forme une hélice

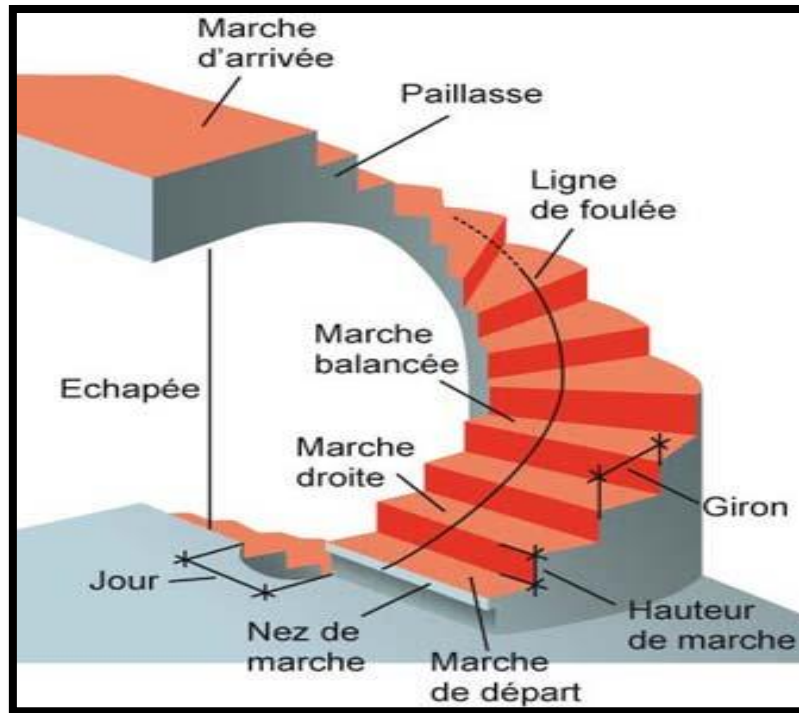


Fig. II.9. Schéma escalier hélicoïdal

✚ Pré dimensionnement :

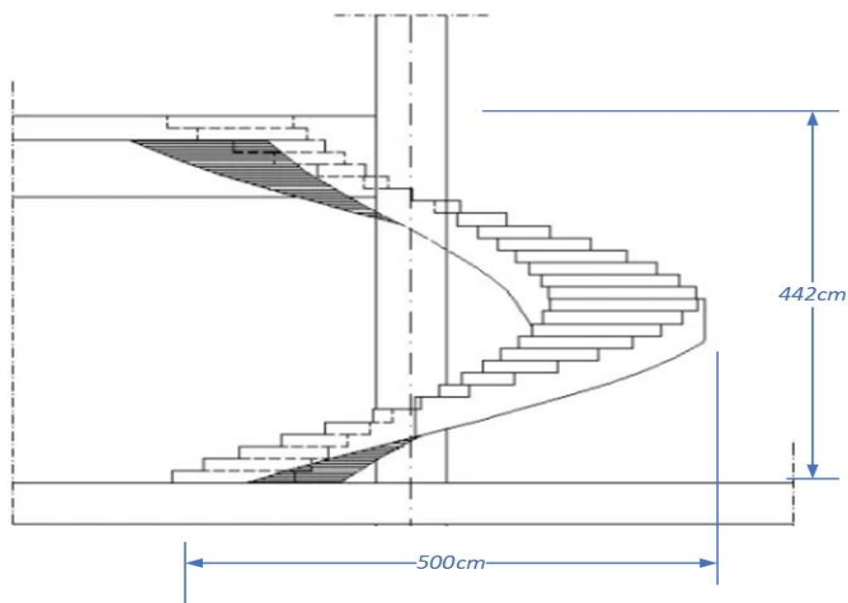


Fig. II.10. Schéma escalier hélicoïdal

la longueur de la paillasse:

- Escalier hélicoïdal balance se forme de demi spirale $L = 0.5\sqrt{C^2 + H^2}$
 $C \Rightarrow$ Circonférence du cercle
 $H \Rightarrow$ Hauteur d'escalier
- La longueur extérieure de la paillasse :
 $R_1 = 5m \Rightarrow C_e = R_1\pi = 15.71m$

$$L_e = 0.5\sqrt{15.71^2 + 4.42^2} = 8.16m$$

- La longueur intérieure de la paillasse :

$$R_2 = 2m \Rightarrow C_i = R_2\pi = 6.28m$$

$$L_i = 0.5\sqrt{6.28^2 + 4.42^2} = 3.84m$$

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la condition : $L/30 < e < L/20$

- Tel que : $L_i < L_e \Rightarrow L = 8.16m$
- On a : $27.2cm < e < 40.8cm$ on adopte $e = 30cm$

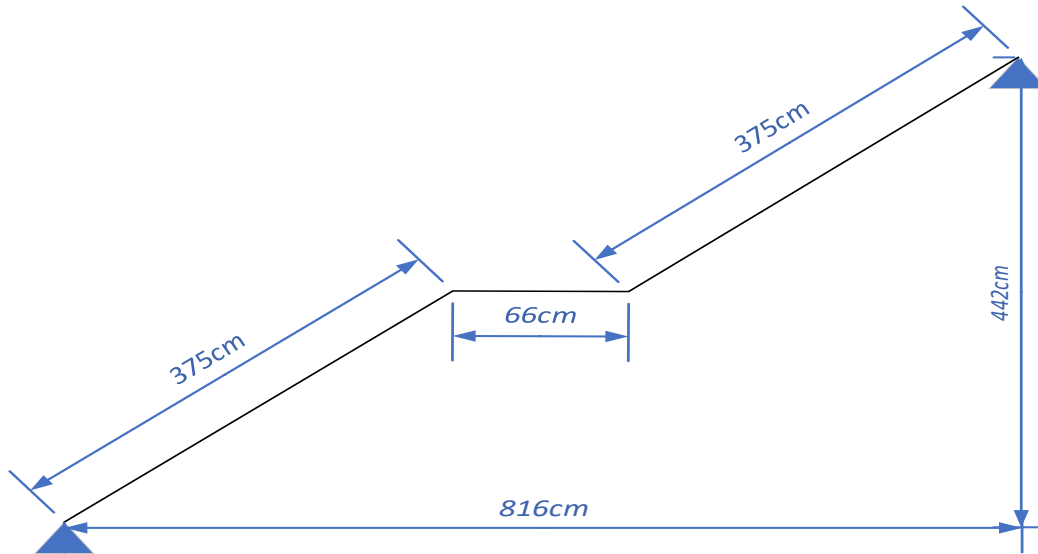


Fig.II.11. Vue en coupe d'escalier hélicoïdal balustré

Hauteur et largeur des marches :

- Hauteur d'étage : $H = 4.42 m$
- On a : $14 < h < 18 cm$. Pour le confort architectural, on adopte $h = 17cm$
- Le nombre des contres marches $nc = H/h = 26$
- La dimension du giron à partir de la formule de BLONDEL
- On a : $59 < 2h + g < 64 \Rightarrow 26 < g < 31 \Rightarrow$ on prend $g = 30cm$
- Les marches de ce type d'escalier se forment de trapèze :
- On a : $L_i \div (nc - 1) \Rightarrow 384 \div 25 = 15.36cm$ on adopte $g_i = 15cm$ et $g_e = 30cm$

II.3.Descente de charge :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.4.Evaluation des charges :

- Evaluation des charges sur les planchers : calcule pour surface de $0.8m^2$

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids P
Dalle pleine	0.12	25	1.92 KN/m ²
Nervure	0.38×0.12	25	0.912 KN/ml

$$G = \frac{P_1 \times S + P_2 \times L}{s} = \frac{1.92 \times 0.8^2 + 0.912 \times 0.8}{0.8^2} = 4.43 \text{ KN/m}^2$$

Evaluation des charges sur les planchers :

- Plancher terrasse :

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ²)	Poids "G" (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85	
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	
Forme de pente en béton	0.08	22	1.76	
Isolation thermique	0.04	4	0.16	
Plancher nervure	$0.12 + 0.38$	25	4.43	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Total			7.52 KN/m²	1 KN/m²

- Plancher étage courant :

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ²)	Poids "G" (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Lit de sable	0.08	22	1.76	
Plancher nervure	$0.12 + 0.38$	25	4.43	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Cloisons de distribution	0.10	10	1	
Total			6.83 KN/m²	2.5 KN/m²

- Evaluation des charges sur mur extérieur :

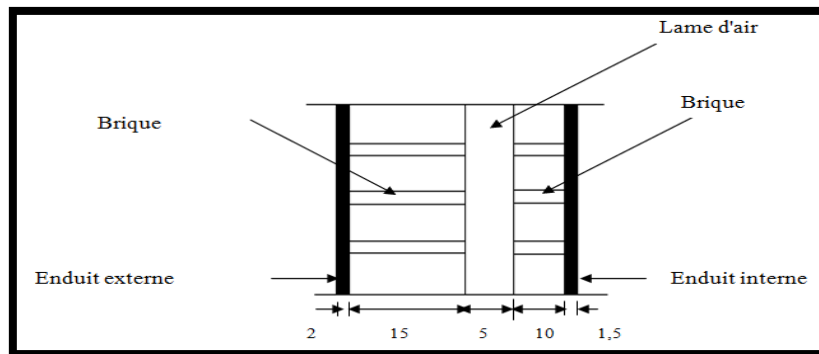


Fig.II.12. Mur extérieur

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.44
Brique creuse	0.15	14	0.40
Ame d'air	0.05	/	/
Brique âme	0.10	14	1.40
Enduit en plâtre	0.015	12	0.18
Total	/	/	2.42 KN/m²

Avec 30% d'ouverture : $2.42 \times 0.7 = 285.6 \Rightarrow G_{mur} = 1.7 \text{ KN/m}^2$

- Evaluation des charges sur dalle pleine :

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total			5.15 KN/m²

- **Evaluation des charges des escaliers :**- **Charges des volées:**

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la paille	$0.20/\cos\alpha$ = 0.23	25	5.75	
Poids marches	0.17/2	22	1.87	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Total			8.66 KN/m²	

Charge du palier:

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la paille	0.20	25	5	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Total			6.04 KN/m²	

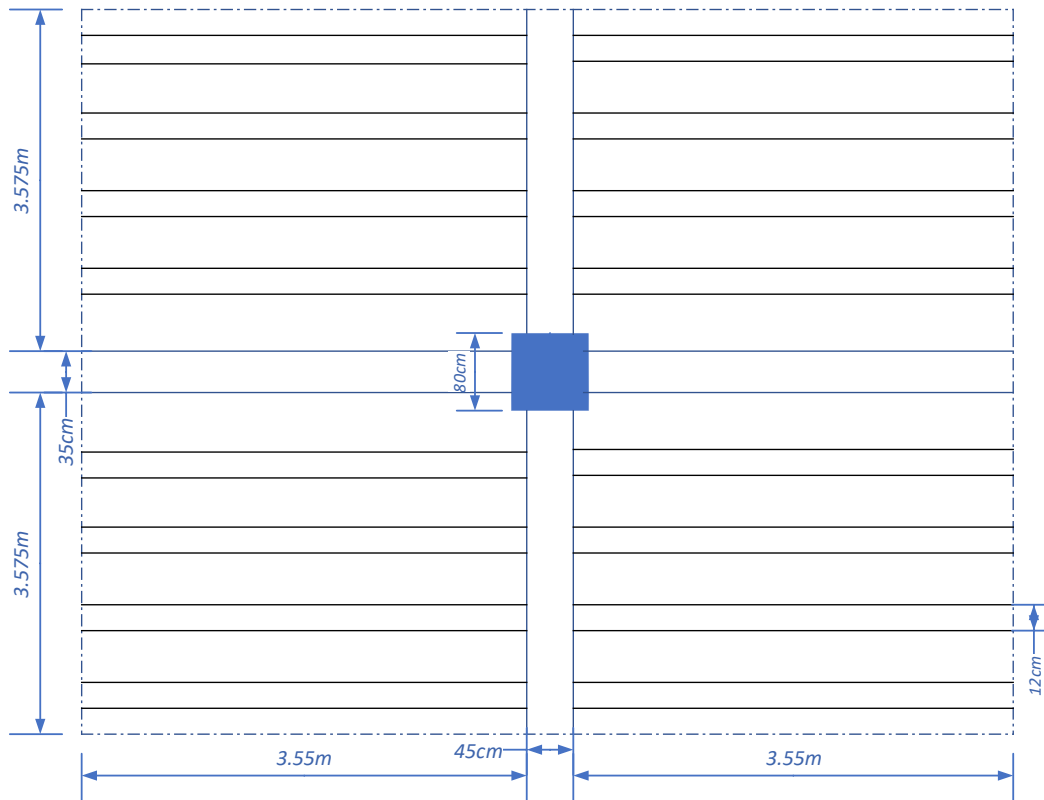
II.5.Loi de dégression : DTR B.C.2.2

Soit Q₀ la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q₁, Q₂... Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q₀.
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q₀+Q₁.
- sous le deuxième étage (i=2) : Q₀+0.95*(Q₁+Q₂).
- sous le troisième étage (i=3) : Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃).
- sous le quatrième étage (i=4) : Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄).

- Pour n étage (n≥5) : $Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

Descente des charges sur le poteau P₁ :

$$SG = (3.55 \times 3.575) \times 4 = 50.77 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{terrasse}} = (7.5 \times 7.5) = 56.26 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{étage}} = 56.26 - (0.8 \times 0.8) = 55.62 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N1	<i>T. inaccessible:</i> 7.52×50.77 <i>Poutres P:</i> $0.65 \times 0.4 \times 25 \times 3.575$ <i>Poutres S:</i> $0.55 \times 0.35 \times 25 \times 3.55$ <i>Poteau:</i> $0.8 \times 0.8 \times 25 \times 4.42$	381.78 23.24 17.08 70.72	$Q_0 = 56.26 * 1$ $= 56.26$
N2	<i>Plancher. C:</i> 6.83×50.77 <i>Poutres P:</i> $0.65 \times 0.4 \times 25 \times 3.575$ <i>Poutres S:</i> $0.55 \times 0.35 \times 25 \times 3.55$ <i>Poteau:</i> $0.8 \times 0.8 \times 25 \times 4.42$	346.76 23.24 17.08 70.72	$Q_0 + Q_1 =$ $(55.62 \times$ $2.5) + 56.26 =$ 195.31
N3	<i>Plancher. C:</i> 6.83×50.77 <i>Poutres P:</i> $0.65 \times 0.4 \times 25 \times 3.575$ <i>Poutres S:</i> $0.55 \times 0.35 \times 25 \times 3.55$	346.76 23.24 17.08	$Q_0 +$ $0.95(Q_2 +$

	<i>Poteau: 0.8 × 0.8 × 25 × 4.42</i>	70.72	$Q_1) = 56.26 + 0.95(139.05 \times 2) = 320.46$
N4	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	$Q_0 + 0.95(Q_3 + Q_2 + Q_1) = 56.26 + 0.9(139.05 \times 3) = 431.7$
N5	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	$Q_0 + 0.95(Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1) = 56.26 + 0.85(139.05 \times 4) = 529.03$
N6	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	612.46
N7	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	681.99
N8	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	751.51
N9	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i> <i>Poutres S :</i> <i>Poteau:</i>	346.76 23.24 17.08 70.72	821.04
SS	<i>Plancher. C:</i> <i>Poutres P :</i>	346.76 23.24	890.56

	<i>Poutres S :</i>	17.08	
	<i>Poteau:</i>	70.72	
Total	/	4613.02 KN	5068.32 KN

Tab. II.1. Descente des charges sur poteau centrale

- **Combinaison de charge :**

	G KN	Q KN	
E.L.U	4613.02	5068.32	13830.08 KN
E.L.S	4613.02	5068.32	9681.34 KN

Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour le poteau (80cm × 80cm) :

$$V = \frac{13830.08 \times 10}{80 \times 80 \times 35} = 0.72$$

< 0.3 condition *no vérifiée*

La section du poteau que résiste la charge N_u donne par :

$$\frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}} \leq B_c = \frac{13830.08 \times 10}{0.3 \times 30} = 15366.75 \text{ cm}^2$$

Donc $\sqrt{15366.75} = 123.96 \text{ cm}$ on adopte $B_c = (125 \times 125) \text{ cm}^2$

Pour le poteau (125cm × 125cm) :

$$V = \frac{13830.08 \times 10}{125 \times 125 \times 30} = 0.295$$

< 0.3 condition *vérifiée*

Vérification de la section de poteau : BAEL91

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 4,42}{1,25} = 8,57$$

$$\lambda = 1857 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,84$$

Pas de risque de flambement.

Br : est la section réduite du poteau

$$Br = (h-2)(b-2) = (125-2)(125-2) = 15129 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

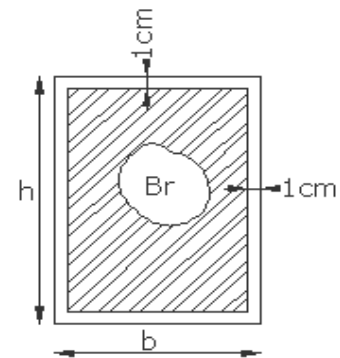
$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\% B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 1250 \times 1250}{100} = 3125 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(1250+1250)}{100} = 200 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,9}{100} B = \frac{0,9}{100} (1250 \times 1250) = 14062,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(3125, 14062,5) = 14062,5 \text{ mm}^2$$



Poteau (125cm×125cm)

$$\bar{N} = 0.84 \left[\frac{1512900 \times 30}{0.9 \times 1.5} + 14062.5 \frac{400}{1.15} \right] = 32345925.98 \text{ N}$$

$$\bar{N} = 32345925.98 > N_u = 13830080 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

II.6.Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section (125x125).

Chapitre III:

Etude des éléments secondaires



III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Dans se chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Acrotère, Coupole et Escalier hélicoïdal balance ...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**

III.2. La coupole :

III.2.1.Introduction :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme. Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre, ou surhaussée. La forme de la méridienne peut être très variée. En principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens. Elle est munie généralement d'une ceinture de base, reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

III.2.2.Caractéristiques géométriques :

Diamètre : $D = 23\ m$

Epaisseur : $e = 15\ cm$

La flèche : $f = 8\ m$

Le rayon de courbure : $R = 12.27\ m$

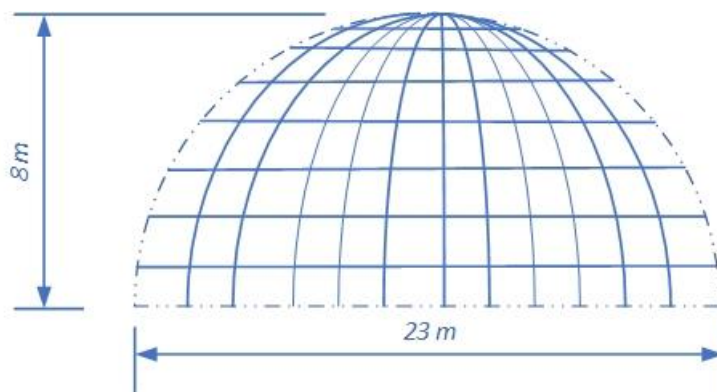


Fig. III.1.La coupole

III.2.3.Méthode de calcul :

Pour l'étude de la coupole on adopte la théorie de la membrane qui exposée dans le livre (Traite de béton arme) par Timoshenko.

III.2.3.1.Méthode de la membrane : Nous avons selon Timoshenko pour une coupe chargée symétriquement par rapport à l'axe:

- Forces suivant direction y : $\frac{d(N\varphi r_0)}{d\varphi} - N\theta r_1 \cos \varphi + Yr_1 r_0 = 0$
- Forces suivant direction z : $N\varphi r_0 + N\theta r_1 \sin \varphi + Zr_1 r_0 = 0$

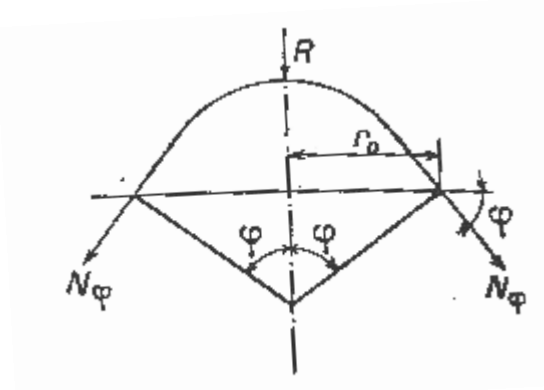
Ces deux équations permettent le calcul des efforts ($N\varphi$) et ($N\theta$) connaissant (r_0) et (r_1) et les composantes Y et Z de la force extérieure.

On peut aussi présenter autrement le calcul en considérant non plus un élément de coque mais toute la partie de celle-ci située au-dessus d'un parallèle défini par l'angle φ (fig.1). Si On appelle R la résultante totale de la charge affectant cette partie de coque, on a :

$$2\pi r_0 N\varphi \sin \varphi + R = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

Remplaçant (1) En divisant (2) par $r_0 r_1$ on a (avec $r_2 = \frac{r_0}{\sin \varphi}$)

$$\frac{N\varphi}{r_1} + \frac{n\theta}{r_2} = -Z \quad \dots\dots\dots (2)$$



Coque sphérique complète d'épaisseur constante (voir Timoshenko)

Poids propre :

Soit (P) le poids propre par mètre carré de coupole. Si (a) est le rayon de la sphère :

$$r_1 = r_2 = a \quad ; \quad r_0 = a \sin \varphi$$

$$R = 2\pi \int_0^\varphi a^2 p \sin \varphi d\varphi = 2\pi a^2 p (1 - \cos \varphi)$$

et les équations (1) et (2) donnent:

$$N\varphi = -\frac{ap}{1 + \cos \varphi}$$

$$N\theta = ap \left(\frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$

Le signe- devant N_{θ} , indique une compression, les *méridiens sont toujours comprimés*:

- pour : $\theta = 0$, au sommet, $N_{\theta} = - a p/2$;
- pour : $\theta = \pi/2$, coupole plein cintre, $N_{\theta} = - a p$.

Par contre, les efforts selon les parallèles ne sont des compressions qu'aux

petits angles θ .

- pour : $\theta = 0$, au sommet, $N_{\theta} = - a p/2$

N_{θ} s'annule pour $\cos^2 \theta + \cos \theta - 1 = 0$, c'est-à-dire pour: $\theta = 51^{\circ}50'$.

- pour : $\theta = \pi/2$, $N_{\theta} = - a p$

Au parallèle de tension nulle ($\theta = 51^{\circ}50'$) :

$$N_{\theta} = - 0,618ap$$

Appelons H la composante horizontale de N_{θ} :

$$H = 2 \pi r_o N_{\theta} \cos \theta.$$

Dans notre cas:

$$H = 2\pi a^2 p \cdot \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{1 + \cos \varphi}$$

Par unité de longueur de pourtour:

$$H' = \frac{H}{2\pi r_o} = \frac{H}{2\pi a \sin \varphi} = \frac{ap \cos \varphi}{1 + \cos \varphi}$$

Si nous appelons (f) la flèche et (r) la demi-corde, nous avons:

$$a = \frac{r^2 + f^2}{2f}, \quad \cos \varphi = \frac{r^2 - f^2}{r^2 + f^2}$$

D'ou:

$$H' = \frac{p(r^4 - f^4)}{4fr^2}$$

(H) est nul au sommet et aux retombées et maximale pour: ($\varphi = 51^{\circ}50'$) précisément au parallèle de tension nulle, où il vaut:

$$H = 1,88a^2 p.$$

III.2.4. Evaluation des charges :

- Evaluation des charges sur la coupole :

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ²)	Poids "G" (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75	
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	
Isolation thermique	0.04	4	0.16	
Enduit en plâtre	0.05	10	0.5	
			4.53 KN/m²	1 KN/m²

III.2.5. Combinaison des charges:

- ELU : $1.35G + 1.5Q = 4.53 \times 1.35 + 1.5 \times 1 = 7.62KN/m^2$
- ELS : $G + Q = 4.23 + 1 = 5.53KN/m^2$

III.2.6. Calcul des sollicitations :

- Les efforts suivant le méridien $N\varphi$:

L'angle d'inclinaison φ	Équation de $N\varphi$	ELU	ELS
au sommet $\varphi = 0$	$N\varphi = -RP/2$	$-46.75 KN/ml$	$-33.92 KN/ml$
Au parallèle de tension nulle ($\varphi = 51^{\circ}50'$)	$N\varphi = -0,618RP$	$-57.78 KN/ml$	$-41.93 KN/ml$

- Les efforts suivant la parallèle $N\theta$:

L'angle d'inclinaison φ	Équation de $N\theta$	ELU	ELS
coupole plein cintre $\varphi = 90$	$N\theta = RP$	$93.50 KN/ml$	$67.85 KN/ml$

- Conclusion :

	ELU	ELS
$N\varphi$	$-57.78 KN/ml$	$-41.93 KN/ml$
$N\theta$	$93.50 KN/ml$	$67.85 KN/ml$

III.2.7. Ferrailage de la coupole:

- Suivant le méridien :

L'effort sollicitant la coupole suivant les méridiens est un effort de compression simple. Alors on dimensionne la section exclusivement à l'ELU.

$$N\varphi_u = 57.78 KN/ml$$

- La section des aciers est donnée par :

$$As \geq \frac{Nu - B * fbu}{\sigma_s}$$

Avec : $B = 0.15 \text{ m}^2$, $f_{bu} = 17.04 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_s \geq (57.78 \times 10^{-2} - 0.15 \times 17.04) \div 348$$

$$A_s = -43.90 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Donc on prend } A_{s,min}$$

$$A_{s,min} = 3\% e = 0.3 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$$

soit alors 4HA12 /ml $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ espacement 20cm

- Suivant la parallèle :
- L'effort sollicitant la coupole suivant les méridiens est un effort de compression simple.
- $N\theta u = 93.50 \text{ KN/ml}$
 - La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{Nu - B * f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec : $B = 0.15 \text{ m}^2$, $f_{bu} = 17.04 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_s \geq (93.50 \times 10^{-2} - 0.15 \times 17.04) \div 348$$

$$A_s = -46.58 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Donc on prend } A_{s,min}$$

$$A_{s,min} = 3\% e = 0.3 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$$

soit alors 4HA12 /ml $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ espacement 20cm

III.2.8. Présentation du ferrailage :

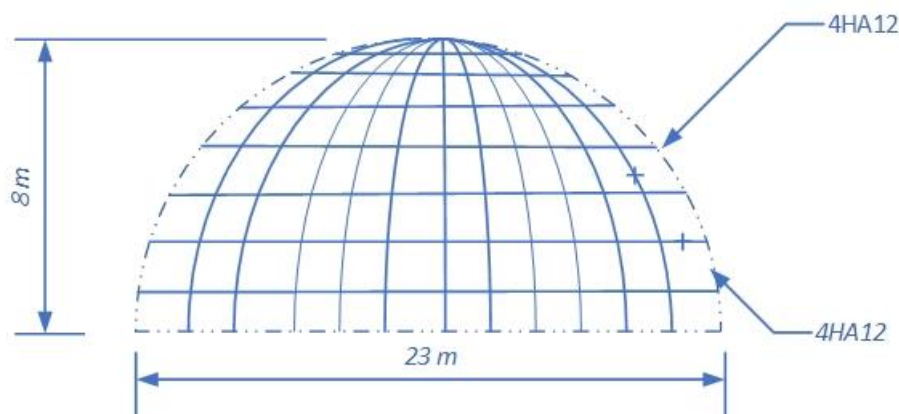


Fig. III.2. Ferrailage de la coupole

III.3. L'escalier :

III.3.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

III.3.2. Méthode de calcul :

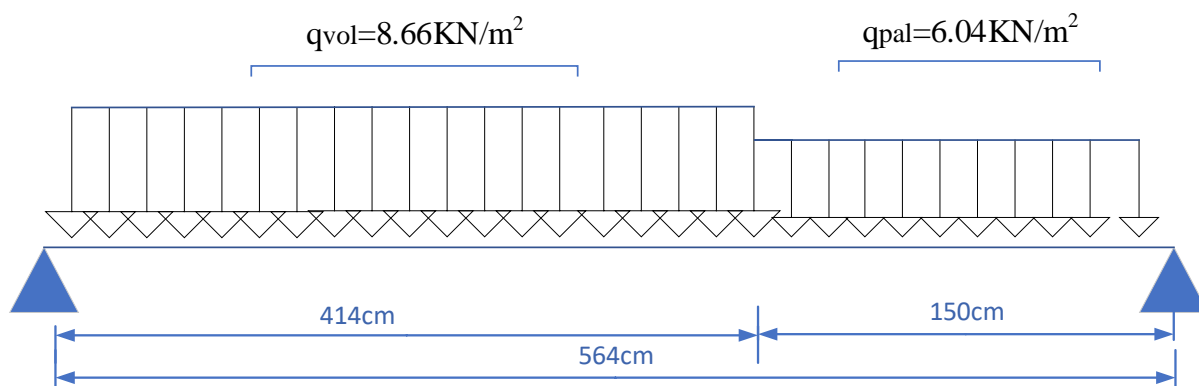
L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

- Escalier hélicoïdal balance.
- Escaliers à double volée avec un palier de repos.

III.3.3. Escalier type 01 (Escaliers à double volée avec un palier de repos)

- Charge et surcharge :



Palier : $G = 6.04 \text{ kN/m}^2$

Volée: $G = 8.66 \text{ kN/m}^2$

- Combinaison de charge :

Les charges: E.L.U

	1,35G	1,5Q	qu
Palier	8.15	3.75	11.9 kN/m^2
Volée	11.69	3.75	15.44 kN/m^2

Les charges : E.L.S

	G	Q	qs
Volée	8.66	2.5	11.16 kN/m^2
Palier	6.04	2.5	8.54 kN/m^2

- Charge équivalent :

$$q_{eq} = \frac{p1 \times L1 + p2 \times L2}{L1 + L2}$$

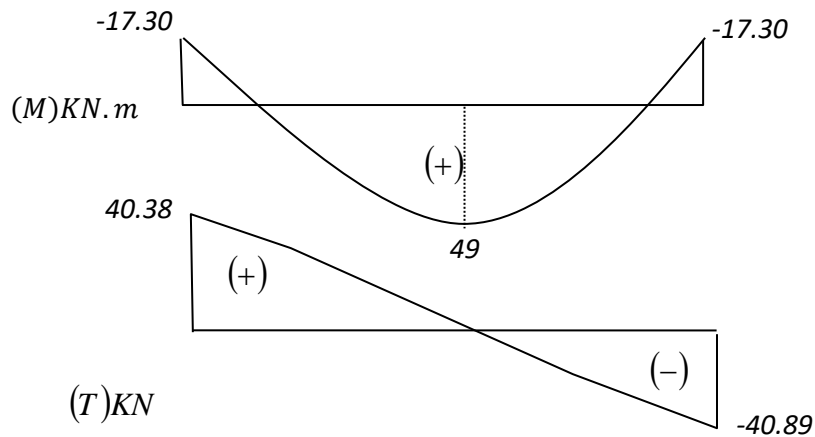
$$\text{ELU} \Rightarrow q_{equ} = \frac{15.44 \times 4.14 + 11.9 \times 1.5}{5.64} = 14.50 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow q_{eqs} = \frac{11.16 \times 4.14 + 8.54 \times 1.5}{5.64} = 10.46 \text{ KN/m}^2$$

Les moments et effort tranchant : Par la méthode RDM

- $M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{pl^2}{8} \quad T = pl/2$
- E.L.U $\Rightarrow M_{tu} = 49 \quad M_{au} = 17.30 \quad M_{0u} = 57.65 \quad T_u = 40.89$
- E.L.S $\Rightarrow M_{ts} = 35.36 \quad M_{as} = 12.48 \quad M_{0s} = 41.60 \quad T_s = 29.5$
- Conclusion :

	M_t	M_a	T
E.L.U	49KN.m	17.30KN.m	40.89KN
E.L.S	35.36KN.m	12.48KN.m	29.5KN



III.3.3.1. Calcul de ferrailage :

- **E.L.U :**
- Pour le ferrailage, on utilise des barres FeE400.
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17.04 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha$

- **L'enrobage :**

- $c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}$

$c_0 \geq 1cm$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$\varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2$

$\Rightarrow c_0 = 1cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2cm \Rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18 cm$

Moment	$M_u(KN.m)$	μ	α	β	$\sigma_s(MPa)$	$A(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	49	0.106	0.140	0.94	348	7.54	5HA14 = 7.70cm ²
Appui	17.30	0.038	0.048	0.98	348	2.82	4HA10 = 3.14cm ²

- **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.140	49	35.36	1,39	30	0,495	C.Vérifiée
Appuis	0.048	17.30	12.48	1,39	30	0,495	C.Vérifiée

- **Conditions de non fragilité**

Section minimale d’armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)

- $A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$

- $A_s \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.17 cm^2$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

- $A_{min} \geq 0,001.b.h$

- $A_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 cm^2$

- Donc : $A = \max (A_u, A_{min}, A_s)$

	$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_S (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	7.54	2	2.17	7.54	5HA14 = 7.70cm ²
Appuis	2.82	2	2.17	2.82	4HA10 = 3.14cm ²

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente τ_u : BAEL 91 (art A.5.1, 1)

$$- \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{40.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$- \tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211}) \dots \text{Page 53}$$

$$- \tau_u = \min (4 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 4 \text{ MPa}$$

$$- \tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C. Vérifiée)$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 2.01 = 4HA8/S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification des espacements :

$$\text{Armatures principales : } S_t = \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$$

(C. Vérifiée)

$$\text{Armatures secondaires : } S_t = \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (C. Vérifiée)$$

III.3.3.2.Présentation du ferrailage :

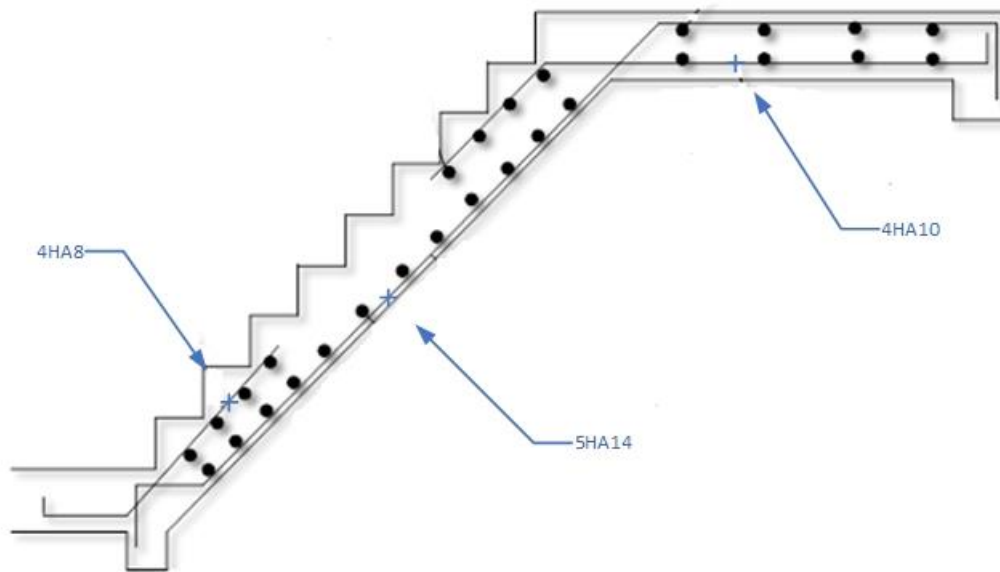


Fig. III.3.Ferrailage de l’escalier

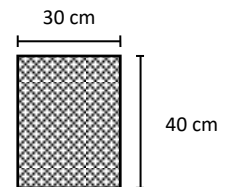
III.3.3.3 La poutre palière

- **Dimensionnement** Selon RPA 99, les poutres respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20\text{ cm}$ et $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow$ soit : $b = 30\text{ cm}$, $h = 40\text{ cm}$

- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4$C.Vérifiée

- Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (40×30) cm².



Section (40×30) cm²

- **Méthode de calcul :**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g et poids de mur extérieur
- La réaction de la volée

Poids de la poutre	0.3 × 0.4 × 25	3
Poids du mur extérieur	$1.7 \times (4.42 - 2.21)$	3.76
Total	/	6.76KN/ml

- La réaction d’escalier :

- $P_{eq} = \frac{P1 \times L1 + P1 \times L1}{L1 + L2} = \frac{8.66 \times 4.14 + 6.04 \times 1.5}{5.64} = 7.96 \text{KN/m}^2$
- $P = P_{eq} \times \frac{L_P}{2} = 7.96 \times \frac{3.8}{2} = 15.12 \text{KN/mL}$

- Calcul de la poutre à la flexion

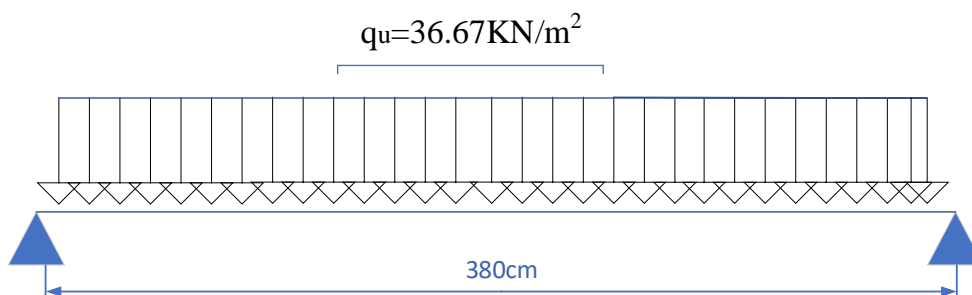
- Les charges permanentes : $g_0 = p_p + p_{poutre} = 21.88 \text{KN/ml}$
- La surcharge : $q_0 = q \times \frac{L_P}{2} = 2.5 \times \frac{3.8}{2} = 4.75 \text{KN/ml}$
- Combinaison de charge :

Les charges : E.L.U

	1,35G	1,5Q	q_u
Poutre palier	29.54	7.13	36.67KN/ml

Les charges : E.L.S

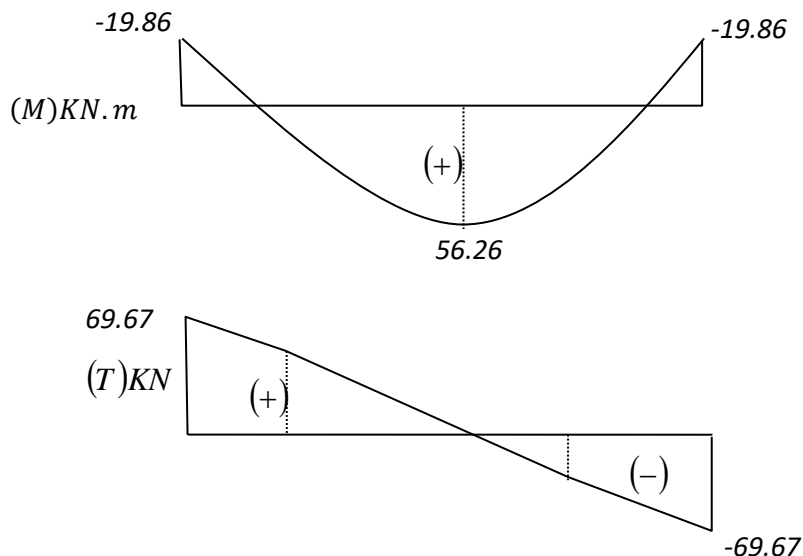
	G	Q	q_s
Poutre palier	21.88	4.75	26.63KN/ml



Les moments et effort tranchant : Par la méthode RDM

- $M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{pl^2}{8} \quad T = pl/2$
- Conclusion :

	M_t	M_a	T
E.L.U	56.26KN.m	19.86KN.m	69.67KN
E.L.S	40.86KN.m	14.42KN.m	50.60KN



III.3.3.4.Calcul de ferrailage

- ELU :

- L'enrobage : $c \geq e + \frac{\phi}{2}$, $\phi \leq \frac{h}{10}$.

- $e = 1\text{ cm} \Rightarrow c = 3\text{ cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 40 - 3 = 37\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Les armatures longitudinales :

Moment	$M_u(KN.m)$	μ	α	β	$\sigma_s (MPa)$	$A (cm^2)$
Travée	56.26	0.029	0.036	0.985	348	4.44
Appui	19.86	0.010	0.013	0.99	348	1.56

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.036	56.26	40.86	1,38	25	0,49	C.Vérifiée
Appuis	0.013	19.86	14.42	1,38	25	0,49	C.Vérifiée

- Condition de non fragilité :
 - $A_S \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$
- Pourcentage minimale : RPA 99
 - $A_{min}^{RPA} = 0.5\%b.h$
- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)
 - $A_{min} \geq 0,001.b.h$

	$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_S (cm^2)$	$A_{min}^{RPA} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	4.44	1.2	1.45	6	6	4HA14 = 6.16cm ²
Appuis	2.82	1.2	1.45	6	6	4HA14 = 6.16cm ²

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente τ_u : BAEL 91 (art A.5.1, 1)

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{69.67 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.63 MPa$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

- $\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right)$ (BAEL91 art A.5.1, 211).....Page 53
- $\tau_u = \min (4; 5 MPa) \Rightarrow \tau_u = 4 MPa$
- $\tau_u = 0,63 MPa < \tau_u = 4 MPa$ (C.Vérifiée)

- Selon BAEL 91 les armatures transversale ne sont pas nécessaires, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

- $\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \varphi_t, \frac{b}{10} \right\}$.
- $\varphi_t \leq \min \{ 1.14; 1.4; 3 \} = 1.14 cm$
- $\varphi_t = 3HA8$

III.2.3.5. Présentation du ferrailage :

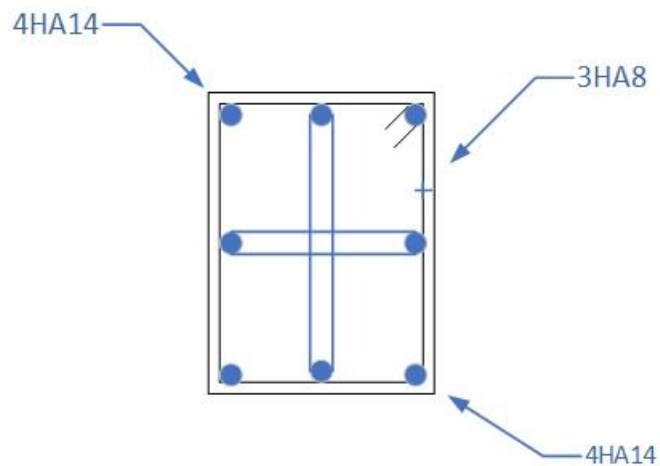


Fig. III.4. Ferrailage de la poutre palière

III.3.4. Escalier type 02 (Escalier hélicoïdal balance)

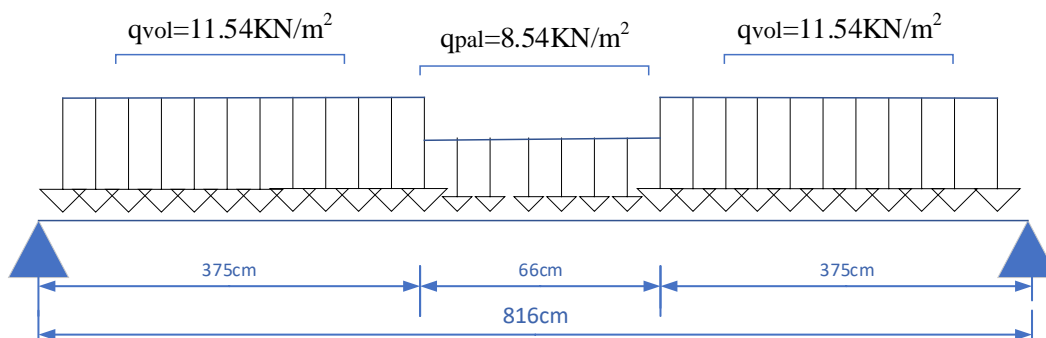
Charge et surcharge :

- Charges de paillasse:

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la paillasse	$0.30/\cos\alpha$ = 0.345	25	8.63	
Poids marches	0.17/2	22	1.87	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Total			11.54 KN/m²	2.5 KN/m²

Charge du palier:

Les couches	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la paillasse	0.30	25	7.5	
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
Total			8.54 KN/m²	2.5 KN/m²



- **Combinaison de charge :**

Les charges : E.L.U

	1,35G	1,5Q	qu
Palier	11.53	3.75	15.28KN/m ²
Volée	15.58	3.75	19.33KN/m ²

Les charges : E.L.S

	G	Q	qs
Volée	8.54	2.5	11.04KN/m ²
Palier	11.54	2.5	14.04KN/m ²

- **Charge équivalent :**

$$q_{eq} = \frac{p1 \times L1 + p2 \times L2 + p2 \times L2}{L1 + L2 + L3}$$

$$ELU \Rightarrow q_{equ} = \frac{19.33 \times 3.75 + 15.28 \times 0.66 + 19.33 \times 3.75}{8.16} = 19 \text{KN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow q_{eqs} = \frac{11.54 \times 3.75 + 8.54 \times 0.66 + 11.54 \times 3.75}{8.16} = 11.30 \text{KN/m}^2$$

- **Les moments et effort tranchent :** Par la méthode RDM

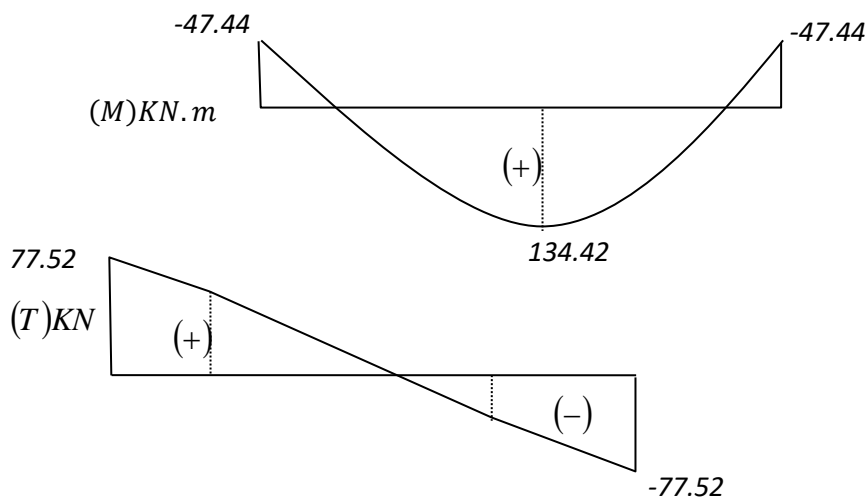
$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{pl^2}{8} \quad T = \frac{pl}{2}$$

$$E.L.U \Rightarrow M_{tu} = 134.42 \quad M_{au} = 47.44 \quad M_{0u} = 158.14 \quad T_u = 77.52$$

$$E.L.S \Rightarrow M_{ts} = 79.94 \quad M_{as} = 28.22 \quad M_{0s} = 94.05 \quad T_s = 46.10$$

- **Conclusion :**

	M_t	M_a	T
E.L.U	134.42KN.m	47.44KN.m	77.52KN
E.L.S	79.94KN.m	28.22KN.m	46.10KN



III.3.4.1. Calcul de ferrailage

- **ELU :**

- **L'enrobage :** $c \geq e + \frac{\phi}{2}$, $\phi \leq \frac{h}{10}$.

- $e = 1 \text{cm} \Rightarrow c = 3 \text{cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 30 - 3 = 27 \text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Moment	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	β	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	134.42	0.130	0.175	0.93	348	15.38	HA = cm ²
Appui	47.44	0.046	0.062	0.975	348	5.18	4HA14 = 6.16cm ²

- **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.140	134.42	79.94	1,68	25	0,64	<i>C.Vérifiée</i>
Appuis	0.048	47.44	28.22	1,68	25	0,64	<i>C.Vérifiée</i>

- **Conditions de non fragilité**

Section minimale d’armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)

- $A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$

- $A_s \geq 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

- $A_{min} \geq 0,001.b.h$

- $A_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

- *Donc : A = max (Au, Amin, As)*

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	15.38	3	3.26	15.38	5HA20 = 15.71 cm ²
Appuis	5.18	2	2.17	5.18	4HA14 = 6.16cm ²

- **Vérification de l’effort tranchant :**

La contrainte tangente τ_u : BAEL 91 (art A.5.1, 1)

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{47.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.22 \text{ MPa}$

Les armatures d’âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

- $\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$ (BAEL91 arte A.5.1, 211).....Page 53

- $\tau_u = \min (4 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 4 \text{ MPa}$

- $\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.Vérifiée)$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{15.71}{4} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 3.93 = 4HA10/S_t = 25\text{cm}$$

Vérification des espacements :

Armatures principales : $S_t = \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm}$ (C.Vérifiée)

Armatures secondaires : $S_t = \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$ (C.Vérifiée)

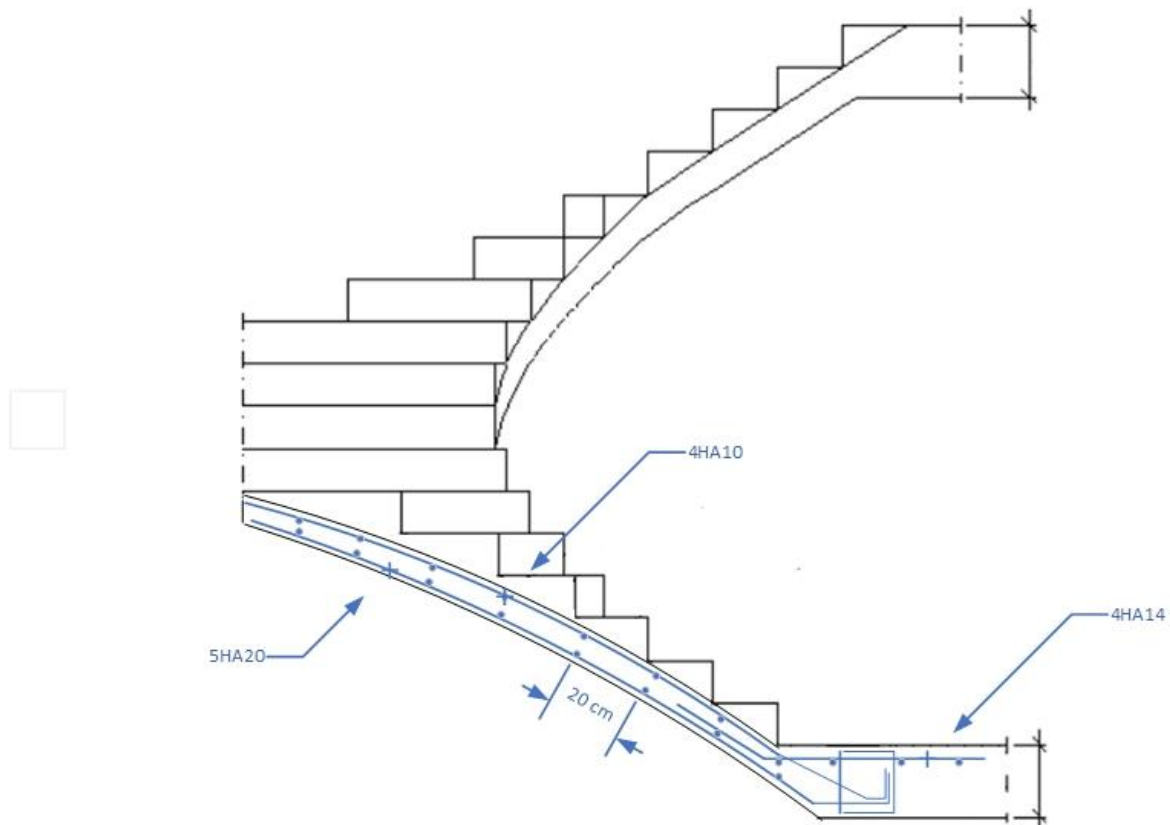
III.3.4.2.Présentation du ferrailage :

Fig. III.5.Ferrailage d'escalier hélicoïdal balance

III.4. L'acrotère :

III.4.1. Définition :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse, ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

III.4.2. Mode de travail:

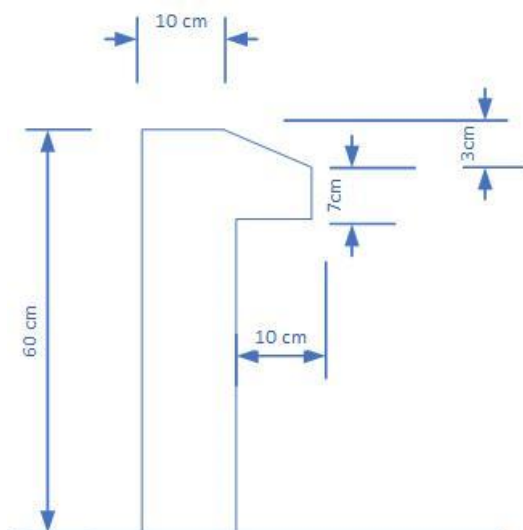


Fig.III.6.Schéma statique de l'acrotère.

L'acrotère est calculé comme une console encadrée sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge Q horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal N appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre G
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

III.4.3. Evaluation des charges

- **Surface** : $S1 + S2 + S3 = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{1}{2} \times (0.02 \times 0.1)$
 $ST = 0.0685 m^2$

➤ **Les charges permanentes**

$$W_p = G_1 + G_2$$

W_p : le poids propre de l'acrotère.

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 = 171.25 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

Donc : le poids propre : $W_p = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml}$

➤ **Les surcharges :**

« Q » **D.T.R.B.C.2.2**: force horizontale sollicité due à la main courante est 1000 N/m.

L'RPA99 préconise de vérifier les éléments secondaire d'une structure à la force F_p :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique III

$$A = 0.25$$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L'RPA99 :

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 183.25 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 183.25 = 146.6 \text{ daN/ml}$$

$$Q = \max(100 ; 146.6) \Rightarrow Q = 146.6 \text{ daN/ml}$$

III.2.4. Les sollicitations :

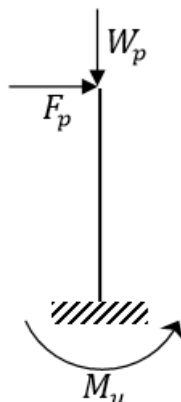


Fig.III.7. Schéma statistique.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d’encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 147.6 \times 0.6 = 88.56 \text{ daN.m}$$

$$Nu = G = 184.5 \text{ daN/ml}$$

$$T = Q = 100 \text{ daN/ml}$$

- **Combinaisons d’action**

➤ **E.L.U :**

$Nu = 1 \times Ng = 184.5 \text{ daN/ml}$. On ne le majoré pas puisque la poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$Mu = 1.5 \times M = 1.5 \times 88.56 = 132.84 \text{ daN.ml}$$

$$Tu = 1.5 \times T = 1.5 \times 147.6 = 221.4 \text{ daN/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_{ser} = Ng = 184.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ser} = M = 88.56 \text{ daN.ml}$$

	N	M
E. L. U	184.5 daN.ml	132.84 daN.ml
E. L. S	184.5 daN.ml	88.56 daN.ml

III.4.5.Calcul de ferrillages :

➤ **Calcul d’excentricité :**

$$Mu = Nu \times eu \Rightarrow eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{132.84}{184.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$Mser = Nser \times eser \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{88.56}{184.5} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

$M_{au} = Nu \times ea$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.53 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.56 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion

Composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{Nu}{100\sigma_s}$$

$$M_{ua} = Nu \times ea = 184.5 \times 0.56 = 103.32 \text{ daN.m}$$

➤ **Moment réduit fictif :**

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{1.5} = 17.04$$

Selon le BAEL91:

$$M_{ua} = M_u + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 132.84 + 184.5 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 138.37 \text{ daN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_l}{f_{bu} \cdot b d^2} = \frac{138.37 \times 10}{17.04 \times 100 \times 8^2} = 0.0127$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{132.84}{88.56} = 1.5$$

$$\mu_{bu} = 0.0127 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0152}) = 0.0160$$

$$A_{ul} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.0191 \times 100 \times 8 \times 14.2}{400 / 1.15} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.502 - \frac{184.5}{100 \times 348} = 0.497 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{d.b.f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times \frac{8 \times 100 \times 2.4}{400} = 1.104 \text{ cm}^2$$

Alors en prend : $A = A_{min}$ soit $5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_{rep} = 1.13 \text{ cm}^2 = 4HA6$$

➤ **L'espacement:**

$$St = \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min(3 \times 10; 33 \text{ cm})$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad (c.v)$$

➤ **Vérification à l'E.L.S:**

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A' = 0$) le moment d'inertie de la section homogène par rapport à

l'axe neutre s'écrit :

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 1.13y - 30 \times 8 \times 1.13 = 0$$

$$100y^2 + 33.9y - 271.2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (33.9)^2 - 4(100)(-271.2)$$

$$\Delta = 108513.9$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9 - \sqrt{108513.9}}{2 \times 100} = -1.81$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9 + \sqrt{108513.9}}{2 \times 100} = 1.48 \text{ cm}$$

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$I_{/AN} = \frac{100}{3} \times 1.48^3 + 15[1.13(8 - 1.48)^2] = 828.61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures : (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I}(d - y) = \frac{15 \times 88.56}{828.61}(8 - 1.48)$$

$$\sigma_s = 10.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 147.6 = 221.4 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{2214}{1000 \times 80} = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{28}}{\gamma_b} = 3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

III.4.6. Présentation du ferrailage :

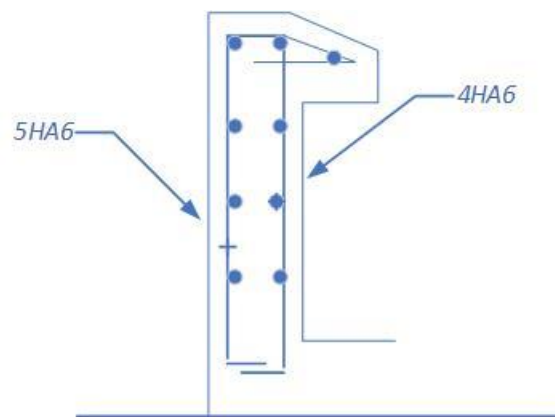


Fig.III.3. 8.Ferrailage d'acrotère

III.5.Conclusion :

Le calcul des éléments secondaires étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces dernières a été fait à la flexion simple.

Le calcul de la coupole a été fait en se basant de la théorie de la membrane qui exposée dans le livre (Traite de béton arme) par Timoshenko.

Chapitre IV :
Etude des planchers



IV.1. Introduction :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction; leurs rôles essentiels sont :

- ❖ Plate forme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles. circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur)
- ❖ Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds : l'adhérant et le suspendus.
- ❖ Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- ❖ Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet. nous avons utilisés deux types de planchers :

- Plancher nervuré : pour tous les étages. Avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Plancher dalle pleine : au milieu de la structure. Dans le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour le sous-sol réalisé avec pré dalles.

IV.2. Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher :

- ❖ La flèche.
- ❖ L'équipement de l'entreprise.
- ❖ La nature d'exploitation.

Dans notre projet. nous avons utilisés un plancher nervuré Cause de grande longueur de travée ($7.5m \times 7.5m$) et de grande rigidité dans les zones de fort sismique Il est composé :

- La hauteur totale de plancher :

$$ht = 50cm \Rightarrow \begin{cases} \text{L'épaisseur de la dalle de compression } e = 12cm \\ \text{La hauteur de nervure } hn = 38cm \end{cases}$$

- L'espace entre nervures : **80 cm**

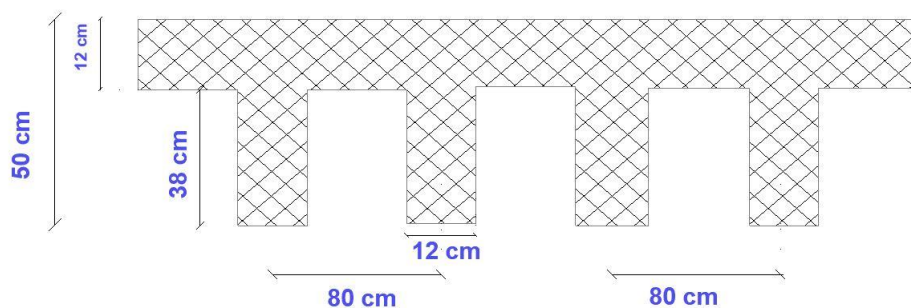


Fig. IV.1.Schéma de poutrelle

IV. 3. Etude de plancher :

- Évaluation des charges :

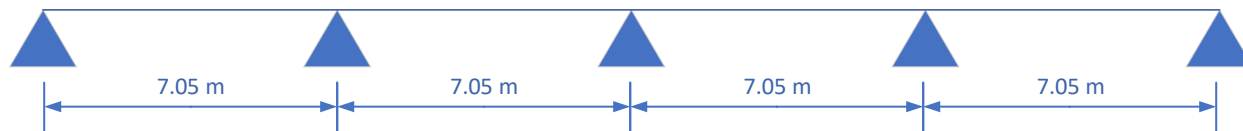
Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	E.L.U	E.L.S
Terrasse inaccessible	8.37 KN/m ²	1 KN/m ²	0.80 m	10.24 KN/ml	7.90 KN/ml
Plancher Courant	7.68 KN/m ²	2.5 KN/m ²	0.80 m	11.30 KN/ml	8.14 KN/ml

- Type des nervures :

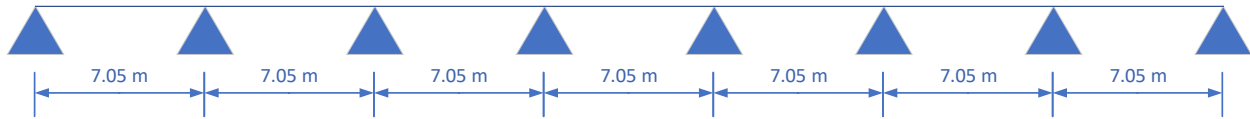
- Type N°1



- Type N°2



- Type N°3



IV.4. Méthode de calcul des sollicitations :

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

- Méthode forfaitaire. (**Annexe E.1 du BAEL 91**)
- Méthode de caquot . (**BAEL91art B.6.10**)

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- la charge d'exploitation modérée : P_{max} (2G ; 5 KN/m²)
- l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
- le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0.8 et 1.25.
- la fissuration est peu nuisible.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou 5000 N/m²

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 8.37 = 16.74 \text{ KN/m}^2 \\ 5000 \text{ N/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \dots C. \text{Vérifiée}$$

- Plancher étage courant :

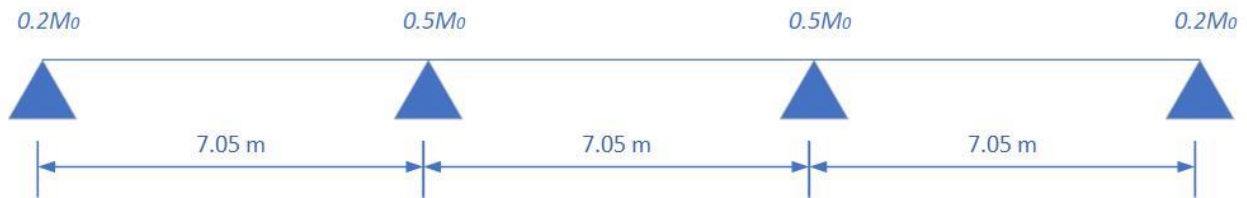
$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 7.68 = 15.36 \text{ KN/m}^2 \\ 5000 \text{ N/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \dots C. \text{Vérifiée}$$

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
 - $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{7.05}{7.05} = 1 \leq 1.25 \dots C. \text{Vérifiée}$
- Les moments d'inerties sont les mêmes dans la différente travée. ... C. Vérifiée
- La fissuration considéré est non préjudiciable. C. Vérifiée
- **Donc la méthode forfaitaire est applicable.**

Application de la méthode :

- **Type de plancher :** Type N°1

On a un type de poutre contenue repose sur 4 appuis

**Plancher étage courant :****E.L.U :**

- $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11.30 \times 7.5^2}{8} = 79.45 \text{ KN.m}$
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5 + 7.68} = 0.245$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.536 \Rightarrow$ Travée intermédiaire
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.636 \Rightarrow$ Travée de rive

Les moments sur appuis :

M_A	M_B	M_C	M_D
15.89 KN.m	39.72 KN.m	39.72 KN.m	15.89 KN.m

Les moments en travées :➤ **Travée de rive : (AB)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq \max \left[\frac{1.1M_0}{1.05M_0} \right] - \frac{[M_g+M_a]}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t = 0.636 \times 79.45 = 25.26 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^t = 1.1 \times 79.45 - \frac{15.59 + 39.72}{2} = 59.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{AB}^t = 59.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t = 0.536 \times 79.45 = 42.58 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t = 1.1 \times 79.45 - \frac{39.72 + 39.72}{2} = 47.67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^t = 47.67 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t = 0.636 \times 79.45 = 25.26 \text{ KN.m} \\ M_{CD}^t = 1.1 \times 79.45 - \frac{15.59 + 39.72}{2} = 59.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{CD}^t = 59.58 \text{ KN.m}$$

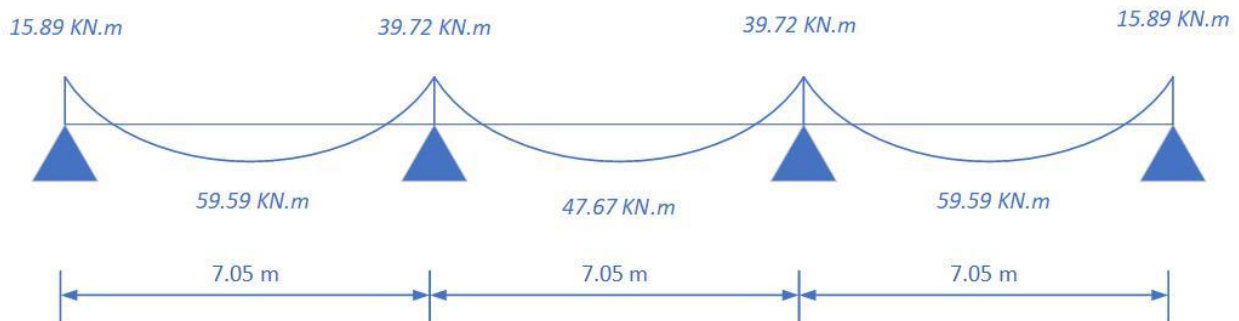


Fig. IV.2. Moment de type 1 ELU

L'effort tranchant :

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_d = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

➤ **Travée de rive : (AB)**

$$T_g = \frac{11.30 \times 7.5}{2} + \frac{15.59 + 39.72}{7.5} = 49.79 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-11.30 \times 7.5}{2} + \frac{15.59 + 39.72}{7.5} = -35 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$T_g = \frac{11.30 \times 7.5}{2} + \frac{39.72 + 39.72}{7.5} = 52.67 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-11.30 \times 7.5}{2} + \frac{39.72 + 39.72}{7.5} = -31.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$T_g = \frac{11.30 \times 7.5}{2} + \frac{15.59 + 39.72}{7.5} = 49.79 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-11.30 \times 7.5}{2} + \frac{15.59 + 39.72}{7.5} = -35 \text{ KN.m}$$

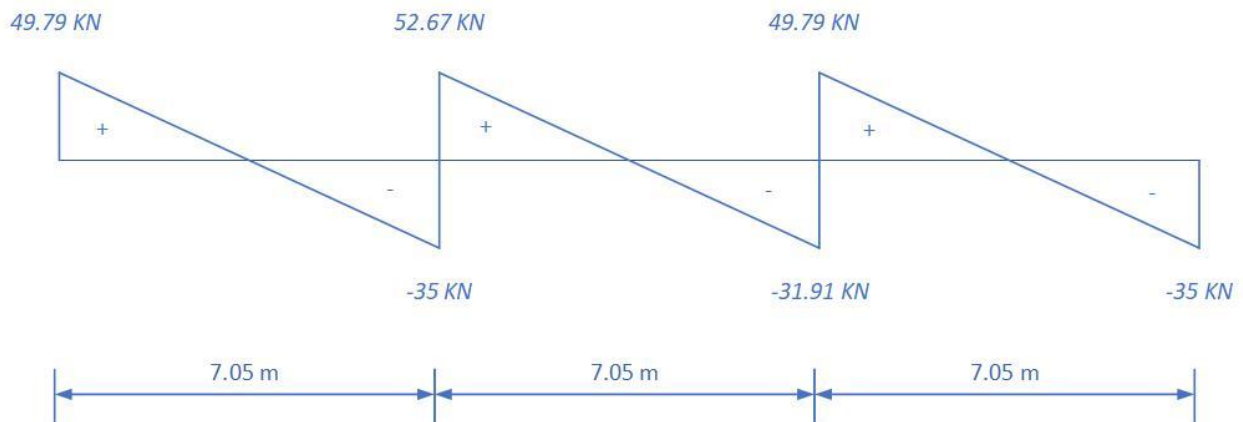


Fig. IV.3. Effort tranchant de type 1 ELU

E.L.S :

$$- M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{8.14 \times 7.5^2}{8} = 57.23 \text{ KN.m}$$

$$- \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5 + 7.68} = 0.245$$

$$- \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.536 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$- \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.636 \Rightarrow \text{Travée de rive}$$

Les moments sur appuis :

M_A	M_B	M_C	M_D
11.45 KN.m	28.62 KN.m	28.62 KN.m	11.45 KN.m

Les moments en travées :**➤ Travée de rive : (AB)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq \max \left[\frac{1.1M_0}{1.05M_0} \right] - \frac{[M_g+M_a]}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t = 0.636 \times 57.23 = 36.40 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^t = 1.1 \times 57.23 - \frac{11.45 + 28.62}{2} = 42.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{AB}^t = 42.92 \text{ KN.m}$$

➤ Travée intermédiaire : (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t = 0.536 \times 57.23 = 30.68 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t = 1.1 \times 57.23 - \frac{28.62+28.62}{2} = 34.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^t = 34.33 \text{ KN.m}$$

➤ Travée de rive : (CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t = 0.636 \times 57.23 = 36.40 \text{ KN.m} \\ M_{CD}^t = 1.1 \times 57.23 - \frac{11.45 + 28.62}{2} = 42.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{CD}^t = 42.92 \text{ KN.m}$$

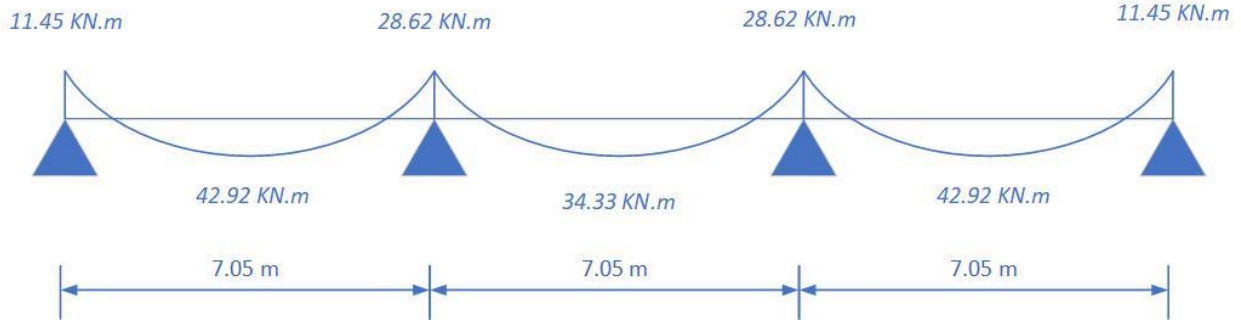


Fig. IV.4. Moment de type 1 ELS

L'effort tranchant :

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_d = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

➤ **Travée de rive : (AB)**

$$T_g = \frac{8.14 \times 7.5}{2} + \frac{11.45 + 28.62}{7.5} = 35.87 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-8.14 \times 7.5}{2} + \frac{11.45 + 28.62}{7.5} = -25.18 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$T_g = \frac{8.14 \times 7.5}{2} + \frac{28.62 + 28.62}{7.5} = 38.16 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-8.14 \times 7.5}{2} + \frac{28.62 + 28.62}{7.5} = -22.90 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$T_g = \frac{8.14 \times 7.5}{2} + \frac{11.45 + 28.62}{7.5} = 35.87 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-8.14 \times 7.5}{2} + \frac{11.45 + 28.62}{7.5} = -25.18 \text{ KN.m}$$

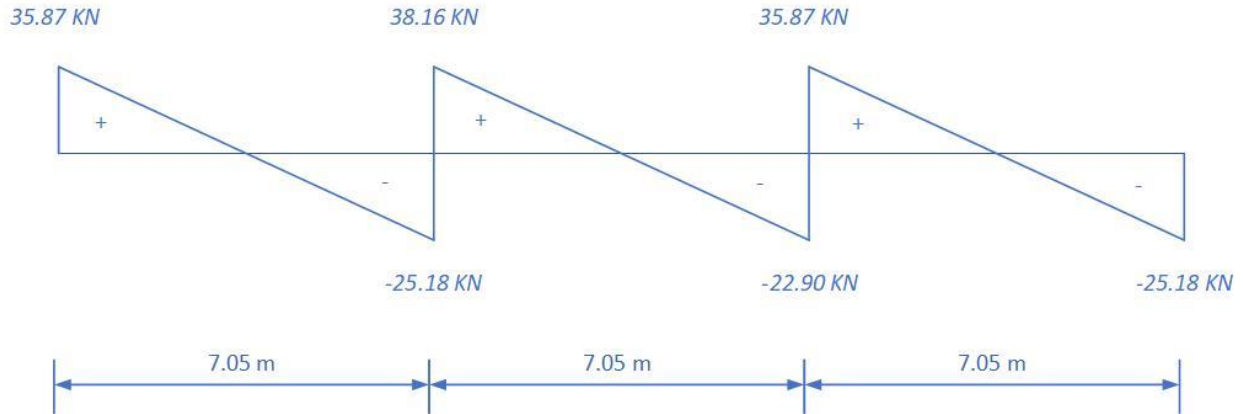


Fig. IV.5. Effort tranchant de type 1 ELU

Plancher Terrasse inaccessible :**E.L.U :**

- $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.24 \times 7.5^2}{8} = 72 \text{ KN.m}$
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+8.37} = 0.107$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.516 \Rightarrow$ Travée intermédiaire
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.616 \Rightarrow$ Travée de rive

Les moments sur appuis :

M_A	M_B	M_C	M_D
14.4 KN.m	36 KN.m	36 KN.m	14.4 KN.m

Les moments en travées :**➤ Travée de rive : (AB)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq \max \left[\begin{array}{l} 1.1M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right] - \frac{[M_g+M_a]}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t = 0.616 \times 72 = 44.35 \text{ KN.m} \\ M_{BA}^t = 1.1 \times 72 - \frac{14.4 + 36}{2} = 54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{AB}^t = 54 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t = 0.516 \times 72 = 37.15 \text{ KN.m} \\ M_{CB}^t = 1.1 \times 72 - \frac{36 + 36}{2} = 43.2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^t = 43.2 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t = 0.616 \times 72 = 44.35 \text{ KN.m} \\ M_{DC}^t = 1.1 \times 72 - \frac{14.4 + 36}{2} = 54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{CD}^t = 54 \text{ KN.m}$$

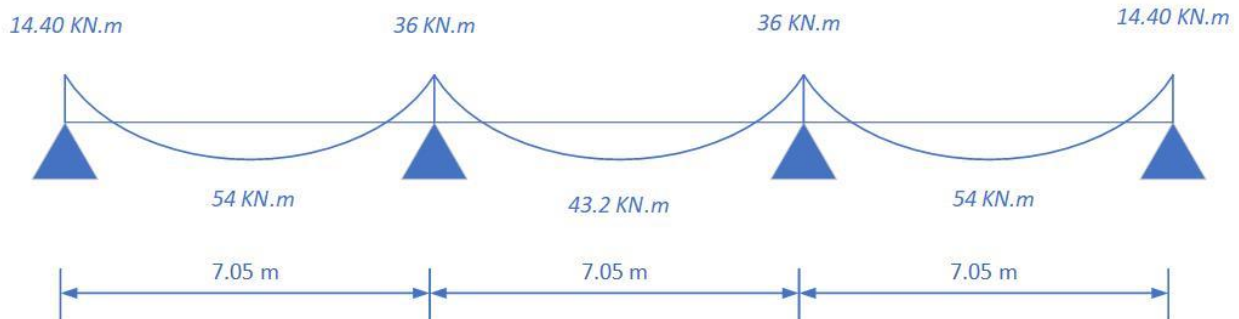


Fig. IV.6. Moment de type 1 ELU

L'effort tranchant :

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_d = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

➤ **Travée de rive : (AB)**

$$T_g = \frac{10.24 \times 7.5}{2} + \frac{14.4 + 36}{7.5} = 45.12 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-10.24 \times 7.5}{2} + \frac{14.4 + 36}{7.5} = -31.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$T_g = \frac{10.24 \times 7.5}{2} + \frac{36 + 36}{7.5} = 48 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-10.24 \times 7.5}{2} + \frac{36 + 36}{7.5} = -28.8 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$T_g = \frac{10.24 \times 7.5}{2} + \frac{14.4 + 36}{7.5} = 45.12 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-10.24 \times 7.5}{2} + \frac{14.4 + 36}{7.5} = -31.68 \text{ KN.m}$$

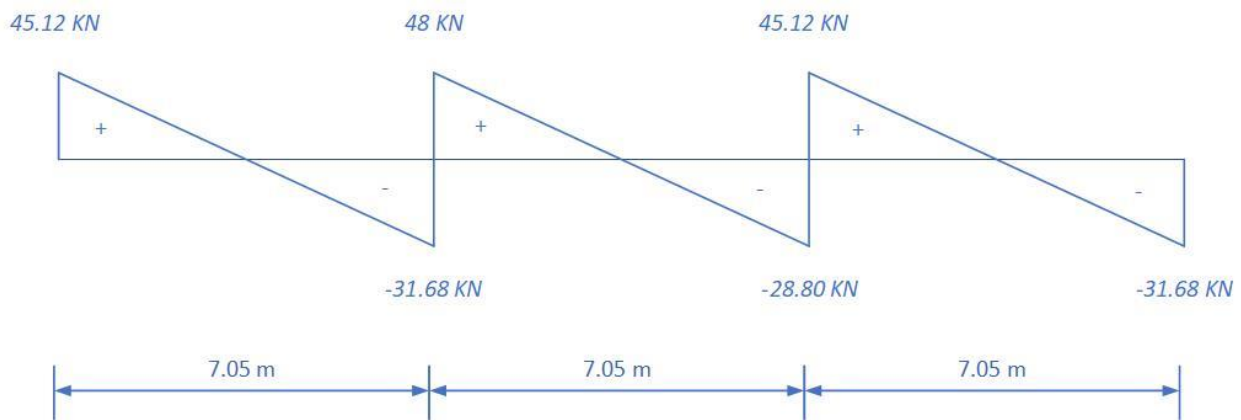


Fig. IV.7. Effort tranchant de type 1 ELU

E.L.S :

$$- M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7.90 \times 7.5^2}{8} = 55.55 \text{ KN.m}$$

$$- \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+8.3} = 0.107$$

$$- \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.516 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$- \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.616 \Rightarrow \text{Travée de rive}$$

Les moments sur appuis :

M_A	M_B	M_C	M_D
11.11 KN.m	27.78 KN.m	27.78 KN.m	11.11 KN.m

Les moments en travées :➤ **Travée de rive : (AB)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \\ M_t \geq \max \left[\begin{array}{l} 1.1M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right] - \frac{[M_g+M_a]}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t = 0.616 \times 55.55 = 34.22 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^t = 1.1 \times 55.55 - \frac{11.11 + 27.78}{2} = 41.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{AB}^t = 41.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t = 0.516 \times 55.55 = 28.66 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t = 1.1 \times 55.55 - \frac{27.78 + 27.78}{2} = 33.32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{BC}^t = 33.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t = 0.616 \times 55.55 = 34.22 \text{ KN.m} \\ M_{CD}^t = 1.1 \times 55.55 - \frac{11.11 + 27.78}{2} = 41.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{CD}^t = 41.66 \text{ KN.m}$$

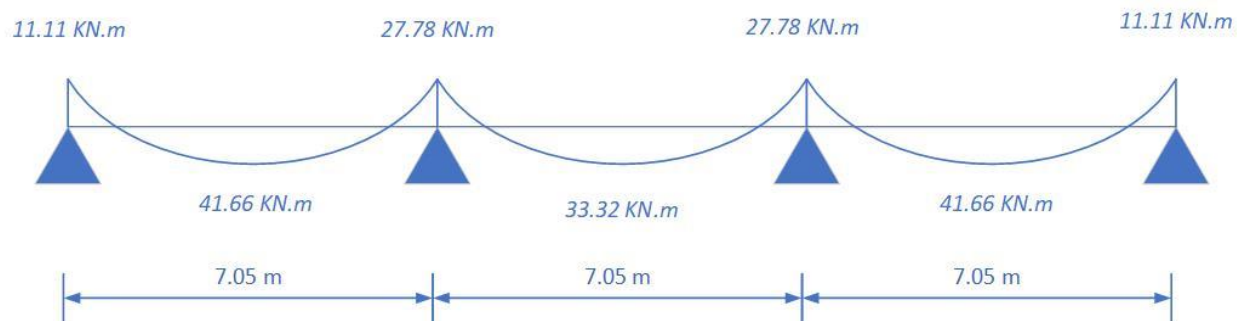


Fig. IV.8.Moment de type 1 ELS

L'effort tranchant :

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_d = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l}$$

➤ **Travée de rive : (AB)**

$$T_g = \frac{7.9 \times 7.5}{2} + \frac{11.11 + 27.78}{7.5} = 34.81 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-7.9 \times 7.5}{2} + \frac{11.11 + 27.78}{7.5} = -24.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$T_g = \frac{7.9 \times 7.5}{2} + \frac{27.78 + 27.78}{7.5} = 37.06 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-7.9 \times 7.5}{2} + \frac{27.78 + 27.78}{7.5} = -22.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée de rive : (CD)**

$$T_g = \frac{7.9 \times 7.5}{2} + \frac{11.11 + 27.78}{7.5} = 34.81 \text{ KN.m}$$

$$T_d = \frac{-7.9 \times 7.5}{2} + \frac{11.11 + 27.78}{7.5} = -24.43 \text{ KN.m}$$

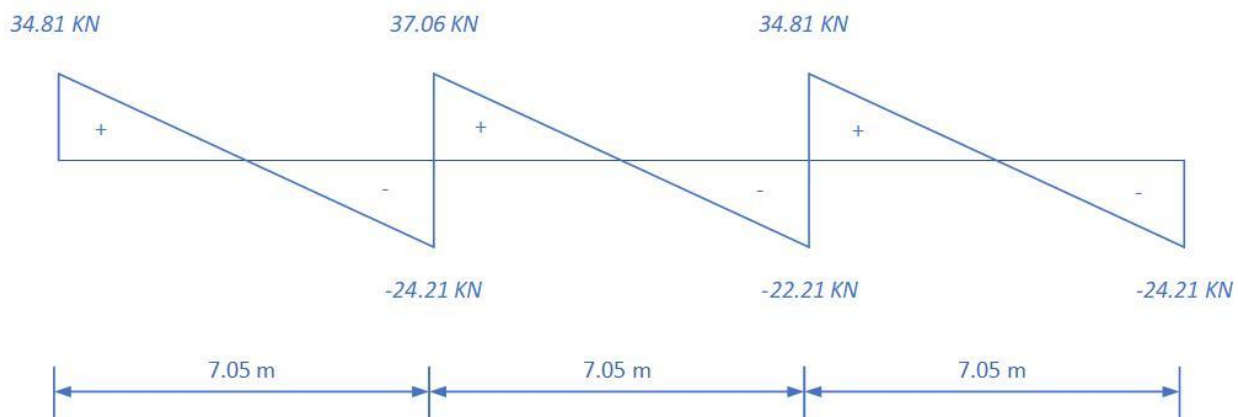
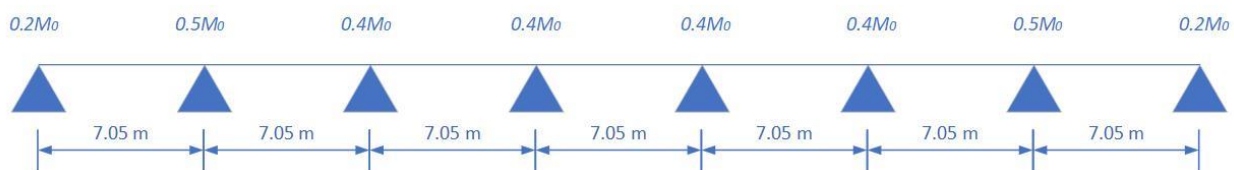


Fig. IV.9. Effort tranchant de type 1 ELU

- **Type de plancher :** Type N°3

On a un type de poutre contenue repose sur 8 appuis



Plancher étage courant :

Les moments en travées :

E.L.U :

M_{AB}^t	M_{BC}^t	M_{CD}^t	M_{DE}^t	M_{EF}^t	M_{FG}^t	M_{GH}^t
59.59	51.64	55.62	55.62	55.62	51.64	59.59

E.L.S :

M_{AB}^t	M_{BC}^t	M_{CD}^t	M_{DE}^t	M_{EF}^t	M_{FG}^t	M_{GH}^t
42.92	37.20	40.06	40.06	40.06	37.20	42.92

Les moments en appuis :

E.L.U :

M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H
15.89	39.73	31.78	31.78	31.78	31.78	39.73	15.89

E.L.S :

M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H
11.45	28.62	22.89	22.89	22.89	22.89	28.62	11.45

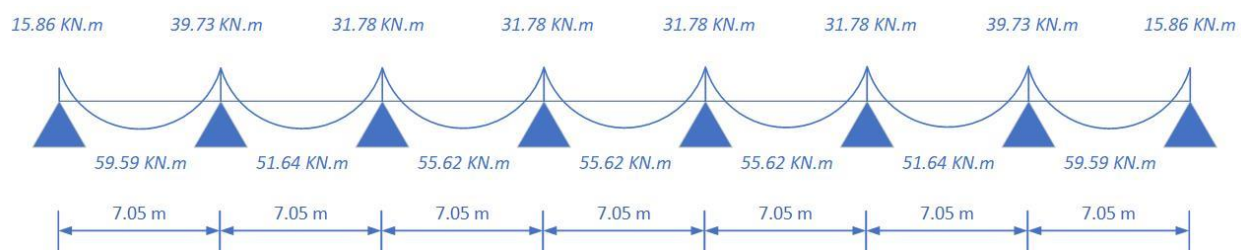


Fig. IV.10. Moment de type 3 ELU

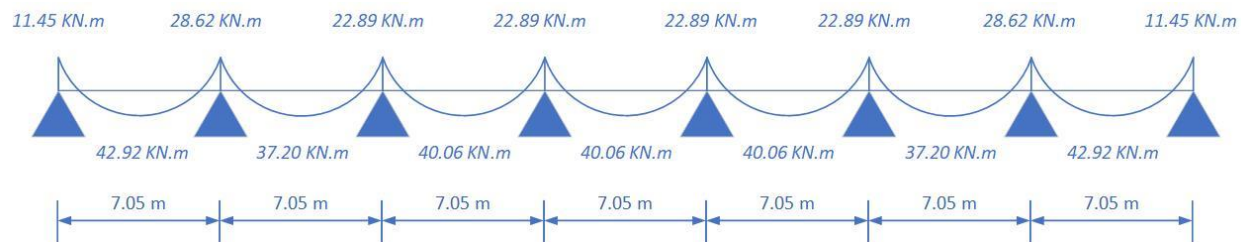


Fig. IV.11. Moment de type 3 ELS

L'effort tranchant :

E.L.U :

	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>	<i>EF</i>	<i>FG</i>	<i>GH</i>
<i>Tg</i>	49,79	51,91	50,85	50,85	50,85	51,91	49,79
<i>Td</i>	-34,96	-32,84	-33,90	-33,90	-33,90	-32,84	-34,96

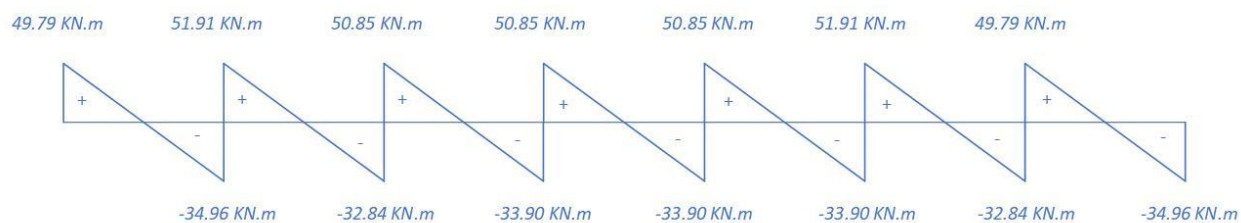


Fig. IV.12. Effort tranchant de type 3 ELU

E.L.S :

	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>	<i>EF</i>	<i>FG</i>	<i>GH</i>
<i>Tg</i>	35,87	37,39	36,63	36,63	36,63	37,39	35,87
<i>Td</i>	-25,18	-23,66	-24,42	-24,42	-24,42	-23,66	-25,18

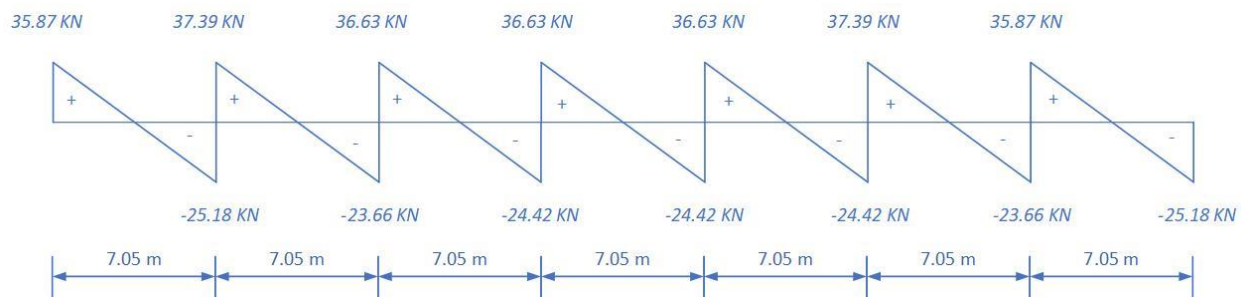


Fig. IV.13. Effort tranchant de type 3 ELU

Plancher Terrasse inaccessible :

Les moments en travées :

E.L.U :

M_{AB}^t	M_{BC}^t	M_{CD}^t	M_{DE}^t	M_{EF}^t	M_{FG}^t	M_{GH}^t
54,00	46,80	50,40	50,40	50,40	46,80	54,00

E.L.S :

M_{AB}^t	M_{BC}^t	M_{CD}^t	M_{DE}^t	M_{EF}^t	M_{FG}^t	M_{GH}^t
41,66	36,11	38,89	38,89	38,89	36,11	41,66

Les moments en appuie :

E.L.U :

M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H
14,40	36,00	28,80	28,80	28,80	28,80	36,00	14,40

E.L.S :

M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H
11,11	27,78	22,22	22,22	22,22	22,22	27,78	11,11

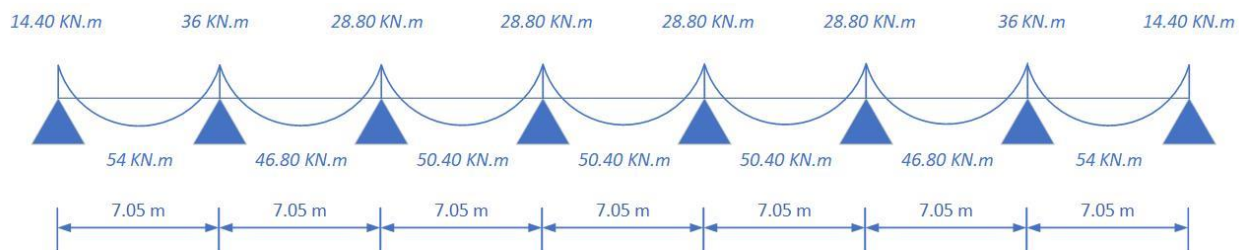


Fig. IV.15. Moment de type 3 ELU

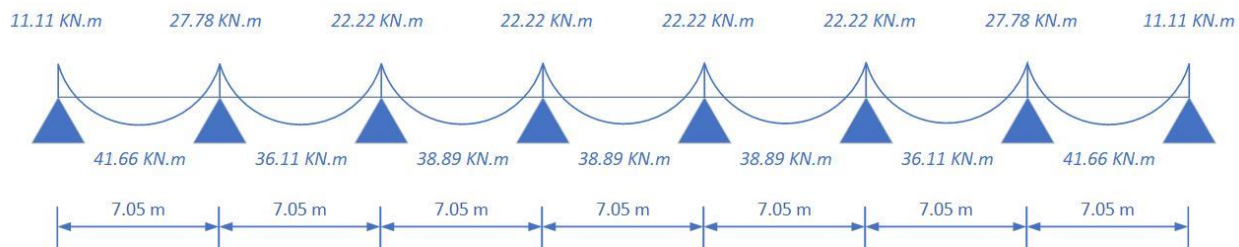


Fig. IV.16. Moment de type 3 ELS

L'effort tranchant :

E.L.U :

	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>	<i>EF</i>	<i>FG</i>	<i>GH</i>
<i>Tg</i>	45,12	47,04	46,08	46,08	46,08	47,04	45,12
<i>Td</i>	-31,68	-29,76	-30,72	-30,72	-30,72	-29,76	-31,68

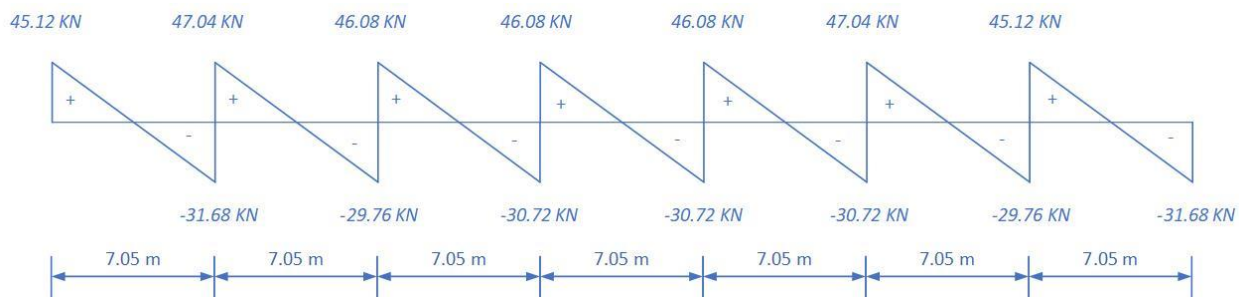


Fig. IV.17. Effort tranchant de type 3 ELU

E.L.S :

	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Tg	34,81	36,29	35,55	35,55	35,55	36,29	34,81
Td	-24,44	-22,96	-23,70	-23,70	-23,70	-22,96	-24,44

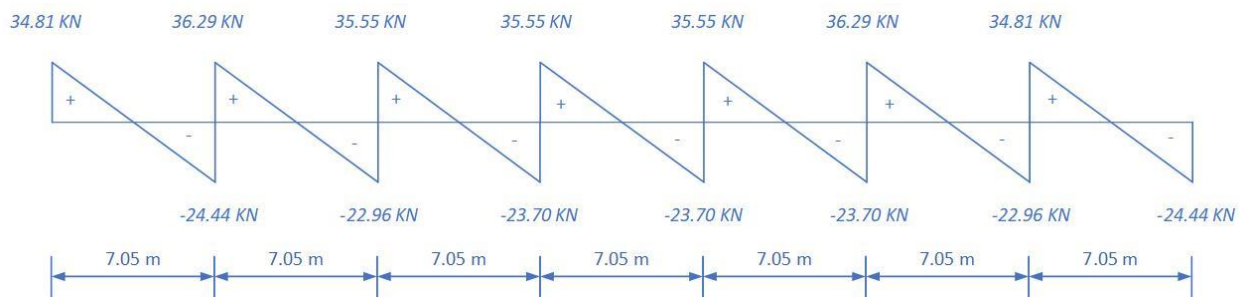


Fig. IV.17. Effort tranchant de type 3 ELU

IV.5. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicité pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

Plancher Étage Courant :

$$b = 80\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 50\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 12\text{cm}$$

$$d = 45\text{cm} \quad ; \quad c = 5\text{cm}$$

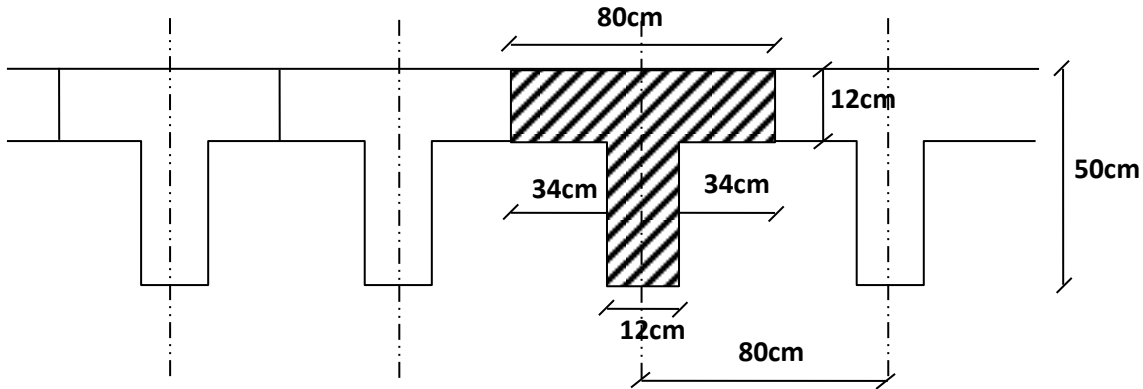


Fig. IV.17.Schéma de poutrelle

Calcul des armatures longitudinales

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{\text{tab}} < M^{\text{max}}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

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

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	30	17.04	1.15	400	348

En travées :

$$M_u^{max} = 59.59 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant (M_{tabel}).

$$M_{Tab} = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{Tab} = 17.04 \times 80 \times 12 \left(45 - \frac{12}{2}\right)$$

$$M_u^{max} = 59.59 \text{ KN.m} < M_{Tab} = 637.97 \text{ KN.m}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (80 \times 50) \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{app} = -39.72 \Rightarrow M_{app} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue.

Alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

	$Mu(\text{KN.m})$	b_0	μ	α	β	$\sigma_s (\text{MPa})$	$A (\text{cm}^2)$
Travées	59.59	80	0.022	0.028	0.988	348	3.69
Appuis	39.73	12	0.096	0.126	0.949	348	2.46

➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{r28}}{f_l}$$

$$f_{ij} = f_{r28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

• **En travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 80 \times 47 \times \frac{2.4}{400} = 2.59 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 45 \times \frac{2.4}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale :** B.A.E.L91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- **En travée :**

$$A'_m \geq 0.001 \times 80 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A'_m \geq 0.001 \times 12 \times 50 = 0.6 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats : $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$

Elément	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_m \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopte} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	3.69	2.59	4	4	4HA12 = 4.52
Appuis	2.46	0.75	0.6	2.46	3HA12 = 3.39

- **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton σ_b est la contrainte max due à l'acier σ_s .

Calculer y_1 par résolution de l'équation :

$$\frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1)$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad E = 2Dd \quad \alpha_1 = \frac{y_1}{d} \quad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad \sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

- **En Travée :**

$$M_t^{ser} = 42.92 \text{ KN.m}$$

$D = \frac{15A}{b}$	$E = 2Dd$	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + \frac{E}{\alpha_1}}$	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$	$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$	$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$	$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1\beta_1 b d^2}$
0.85	76.5	7.94	0.18	0.94	0.94	224.48 MPa	3.29 MPa

Donc :

$$\sigma_s = 224.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

$$\sigma_b = 3.29 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 30 \text{ MPa} \dots (C.Vérifiée)$$

- **En Appuis :**

$$M_a^{ser} = 28.62 \text{ KN.m}$$

$D = \frac{15A}{b}$	$E = 2Dd$	$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + \frac{E}{\alpha_1}}$	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$	$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$	$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$	$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1\beta_1 b d^2}$
4.24	381.6	15.61	0.33	0.89	30.45	212.68 MPa	6.98 MPa

Donc :

$$\sigma_s = 212.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

$$\sigma_b = 6.98 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \dots (C.Vérifiée)$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après BAEL91 (A.5.1, 1).....page51

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times 2}$$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{47040}{1000 \times 450} = 0,11 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droit (\perp à la fibre moyenne) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \min(4, 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.11MPa \leq \bar{\tau}_u = 4MPa \dots (C.Vérifiée)$$

➤ **Diamètre minimale ϕ_t :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{50}{35}, 12, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1.43, 12, 1.2) = 1.2cm$$

Soit $\phi_t = 6 mm$.

- Donc en adopte des cadres 5Ø d'où :

$$A_t = 5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ de nuance FeE235}$$

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

$$St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.41 \times 235}{0.4 \times 12} = 69.03 \text{ cm}.$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple.)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 1.41 \times 235}{1.15 \times 12 \times (0.11 - 0.3 \times 1 \times 2.4)} = 52.62 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 69.03 \text{ cm}$$

On prend : $St = 70 \text{ cm}$.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313) page 57

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

$$\text{Au maximum } a = 0,9d = 0,9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\frac{0.8 \times 100 \times 40.5 \times 12 \times 30}{1.5 \times 2} = 388800 \text{ N} \quad V_u = 47040 \text{ N} < 388800 \dots \dots (C.Vérifiée)$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que

$$\text{l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{47040}{400} = 135.24 \text{ mm}^2$$

$$A = 135.24 \text{ mm}^2 \geq 40 \text{ mm}^2 \dots \dots (C. Vérifiée)$$

La dalle de compression : BAEL91 (B.6.8, 423).....page 171

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 12 cm

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé *FeE235* \longrightarrow $f_e = 235 \text{ MPa}$

❖ **Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :**

L'écartement « L » entre axes des nervures égales à 80 cm donc : $L_n = 80 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 80}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.36 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter: } A_{\perp} = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.41}{2}$$

$$A_{//} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte : } A_{//} = 3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm}$$

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

$$A_{//} = 3\phi 5/\text{ml}; \quad e = 30\text{cm}$$

$$A_{\perp} = 6\phi 5/\text{ml}; \quad e = 20\text{cm}$$

IV.6. Présentation du ferrailage :

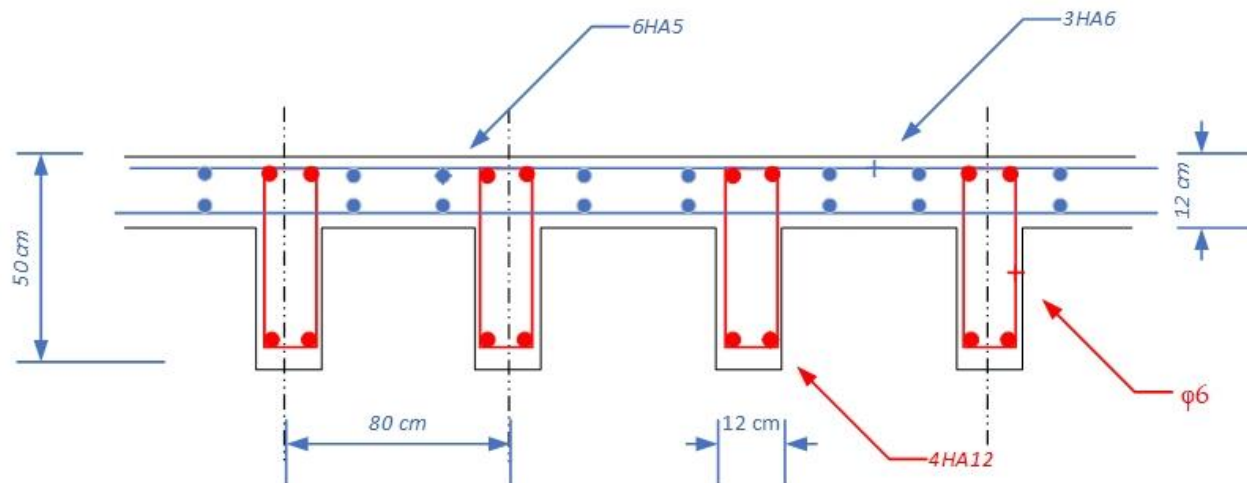


Fig. IV.19. Ferrailage de plancher

Chapitre V :
Etude dynamique



V.1.Introduction:

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible. qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages. nombreuse perte de vie humaine). De ce fait. le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.2. Méthode de calcul:

Selon l'article 4.1.1 de RPA99. les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1.Méthode statique équivalente

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

V.2.2.Méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas. Et en particulier. Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation

temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul.

Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique. (Tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (Tableau 4.7)

Coefficient de comportement globale de structure (R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement.

R= 5

facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots\text{Article 4-4-RPA99/03}$$

<i>Critère "q"</i>	<i>Pq</i>	
	<i>Observé</i>	<i>N/observé</i>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

Alors à partir de tableau on trouve: Q = 1.20

Tableau : facteur de qualité Q

A : Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau : coefficient d'accélération de zone A.

Notre bâtiment est implanté dans la région de TIPPAZA (zone III) et appartient au groupe 1B. pour notre cas on a : A= 0.30.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. fonction de la catégorie de site. du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T/2T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T/2T)^{2/3} (3.0T)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{array} \right.$$

T2 : période caractéristique. associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7)

Sol ferme \Rightarrow site 2 donc **T1** = 0.15 sec et **T2** = 0.4 sec

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif. du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p.46)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	
Dense	7	5	

Dans notre cas $\zeta = 7\%$. Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- période fondamentale T_y (dyn) = 0.75 sec
- La période fondamentale T_x (dyn) = 0.70 sec

Estimation de la période fondamentale de la structure:

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99. version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x;y}}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient. fonction du système de contreventement. du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6) du RPA99. version2003 $\Rightarrow C_T = 0.050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x;y}}} \right\}$$

$$T = 0.050. (39.78)^{3/4} = 0.79 \text{ sec.}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{75}} = 0.41$$

$$T_x = \text{Min} (0.79 ; 0.41) = \mathbf{0.41 \text{ sec}}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 39.78}{\sqrt{67.5}} = 0.44$$

$$T_y = \text{Min} (0.79 ; 0.44) = \mathbf{0.44 \text{ sec}}$$

V.3.Analyse de la structure :

Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a prit en considération le plan d’architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

V.3.1.Variant initiale:

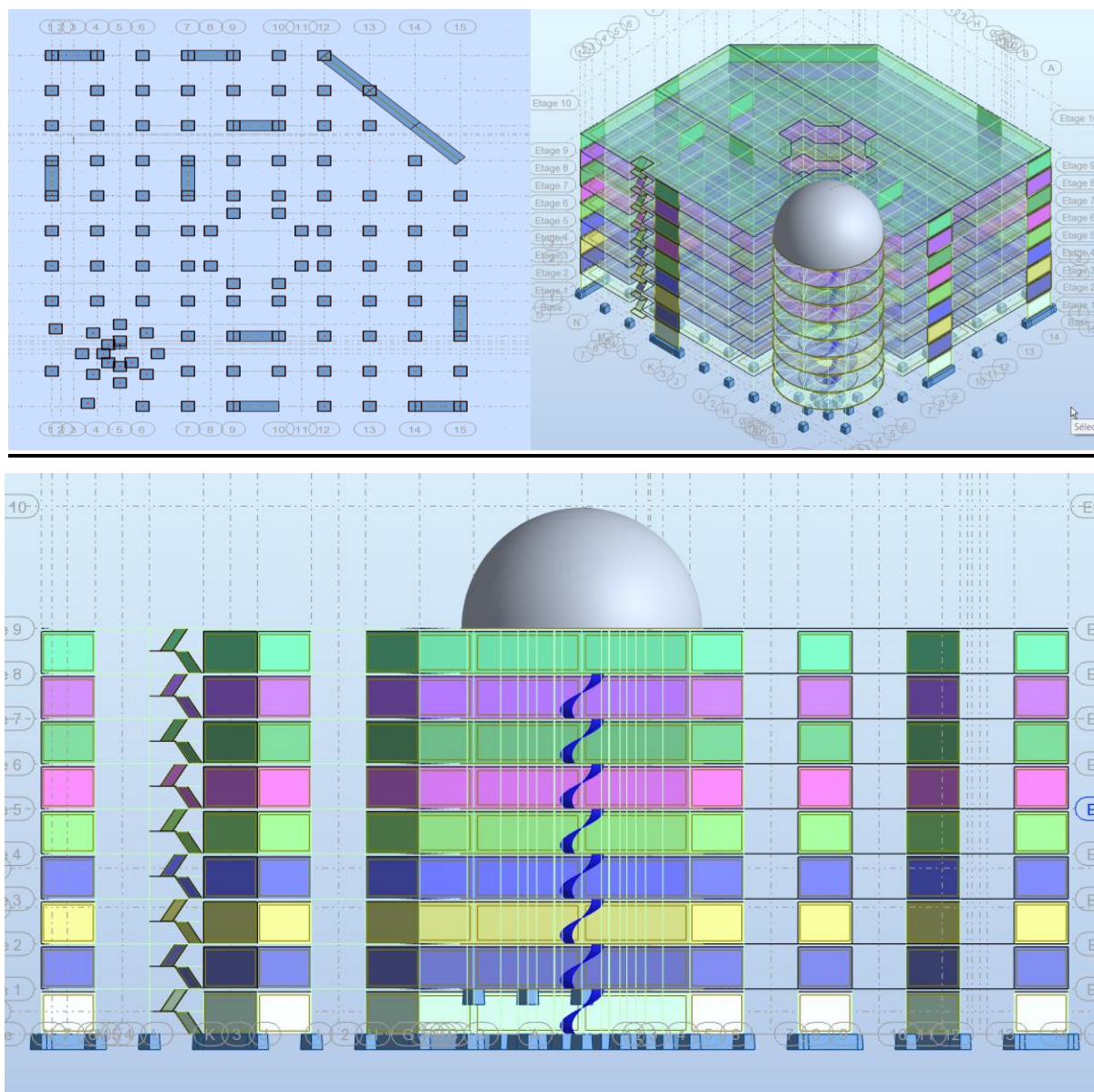


Fig. V.1.Disposition des voiles variante initiale en 3D.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,91	1,10	4,70	63,48	4,70	63,48
2	1,15	0,87	63,96	65,57	59,26	65,82
3	1,57	0,64	70,78	71,27	6,81	5,70
4	3,45	0,29	71,70	85,45	0,92	14,18
5	4,49	0,22	86,34	85,79	14,65	0,35
6	5,71	0,17	86,35	85,83	0,01	0,04
7	5,73	0,17	87,38	85,83	0,04	0,01
8	5,73	0,17	91,39	88,84	0,00	0,00
9	5,74	0,17	92,39	90,85	0,01	0,01
10	5,75	0,17	92,41	91,87	0,02	0,02

Tab. V.1. Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit

1. La période fondamentale $T = 1.10 \text{ sec}$
2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y , avec $UY = 63.48\%$
3. Le deuxième mode c'est un mode de rotation dans le sens X avec $UX = 59,26\%$ et avec $UY = 65.82\%$ dans le sens Y
4. Le troisième mode c'est un mode de torsion pure

Conclusion: La structure présente une insatiabilité vis-à-vis de la torsion, et pour cette raison on doit changer la disposition de certains voiles pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

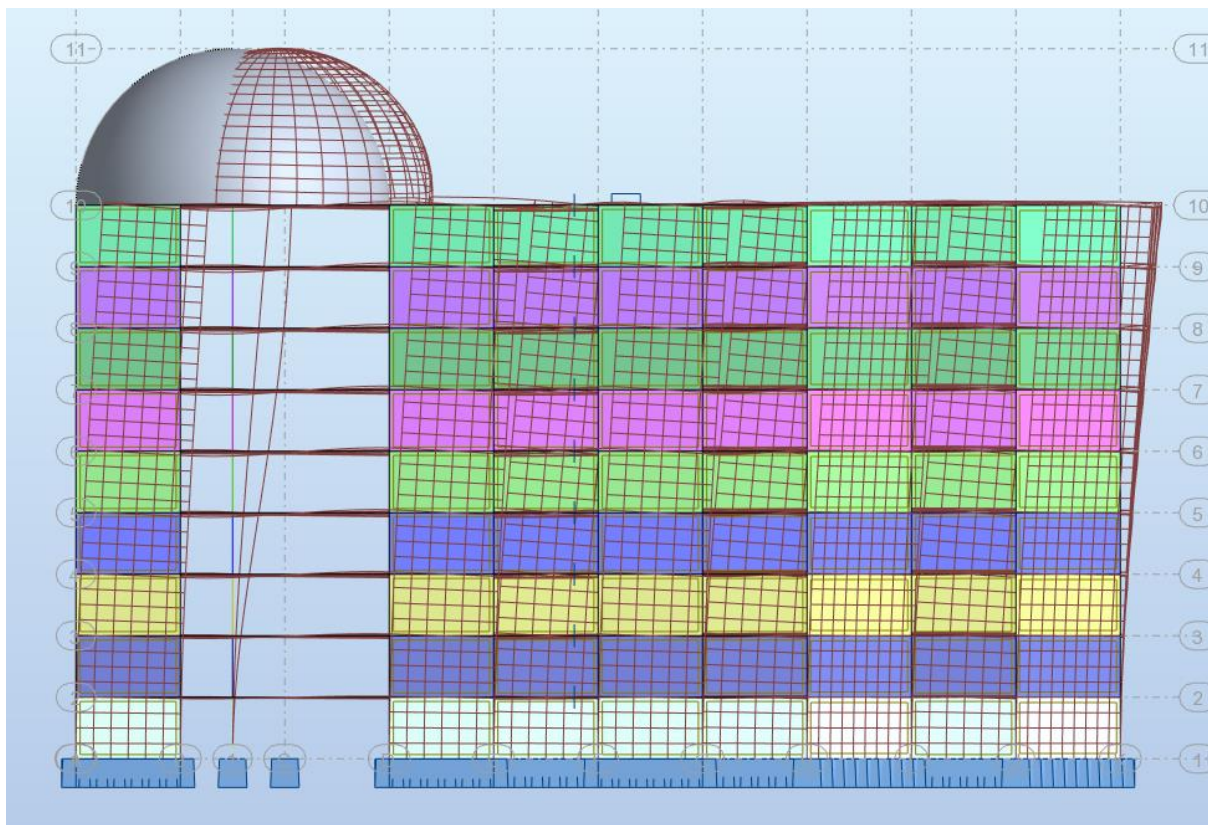


Fig. V.2.Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y)

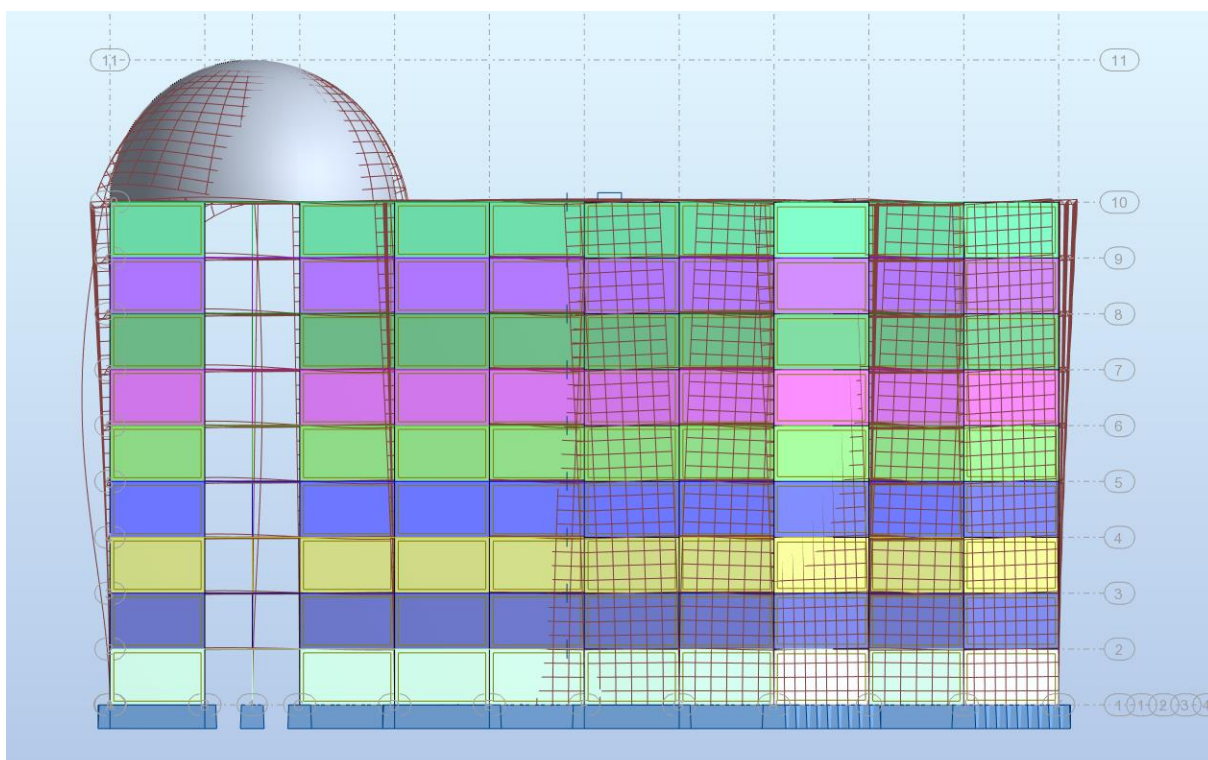


Fig. V.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3d et vue en plan (Torsion)

V.3.2. Deuxième variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

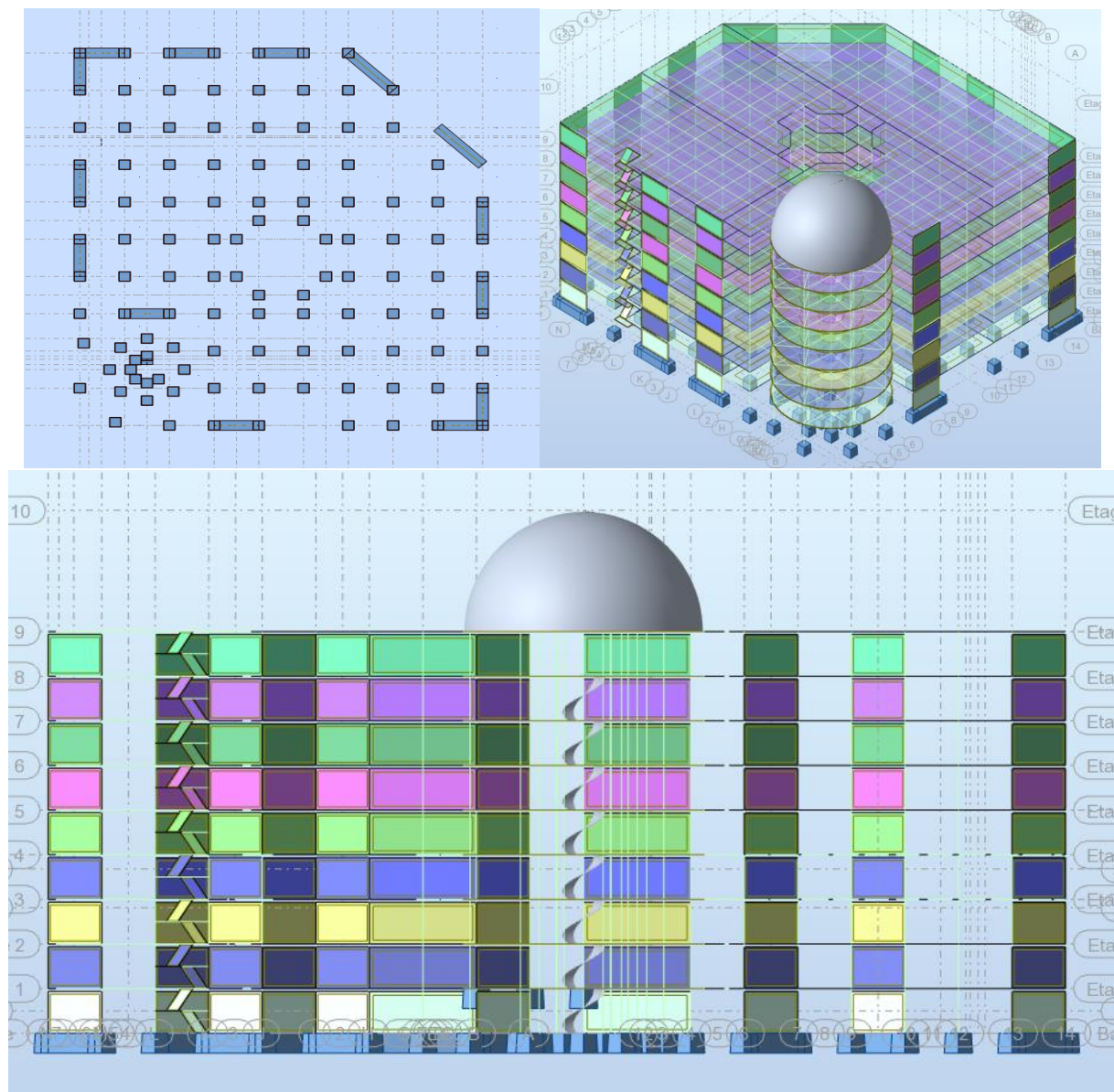


Fig. V.4.Disposition des voiles Deuxième variante en 3D.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,14	0,96	4,87	54,92	3,87	54,92
2	1,33	0,88	69,95	67,57	56,08	2,65
3	1,91	0,75	70,31	69,33	0,36	1,76
4	4,66	0,52	76,77	81,43	6,45	12,10
5	5,36	0,21	88,47	88,21	11,70	6,77
6	7,71	0,19	88,67	88,55	0,20	0,35
7	9,87	0,13	90,85	91,54	2,18	2,98
8	11,30	0,10	93,76	93,70	2,91	2,16
9	15,46	0,09	94,79	95,11	1,04	1,41
10	16,01	0,06	94,92	95,16	0,13	0,04

Tab. V.2. Périodes et factures da participation massique modale (deuxième variante).

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit

1. La période fondamentale $T = 0.96 \text{ sec}$. Structure souple.

- Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

$1.3 \times Tex = 1.3 \times 0.41 = 0.53 \text{ s} \leq Tx(dyn) = 0.88 \text{ sec}$ (la condition non vérifiée).

$1.3 \times Tey = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s} \leq Ty(dyn) = 0.96 \text{ sec}$ (la condition non vérifiée).

2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y , avec $UY = 54.92\%$

3. Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens X avec $UX = 56.08\%$

4. Le troisième mode c'est un mode de torsion pure

Conclusion: La structure souple avec grande période fondamentale, et pour cette raison on doit ajoutée des voiles pour réduire la période fondamentale et la souplesse de structure.

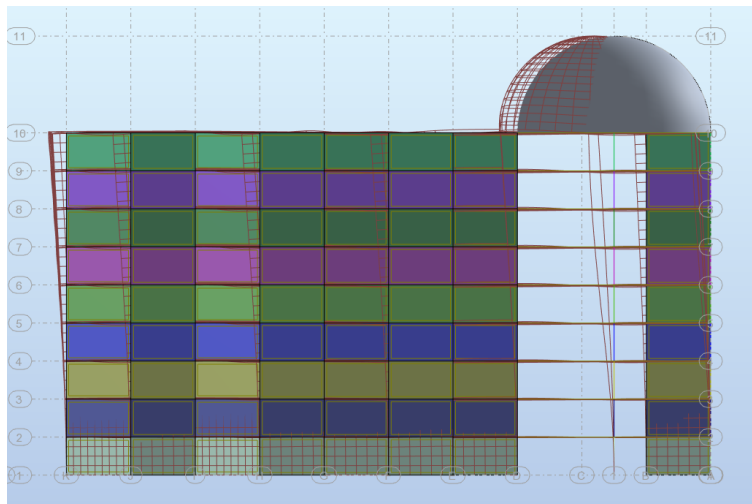


Fig. V.5. Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y)

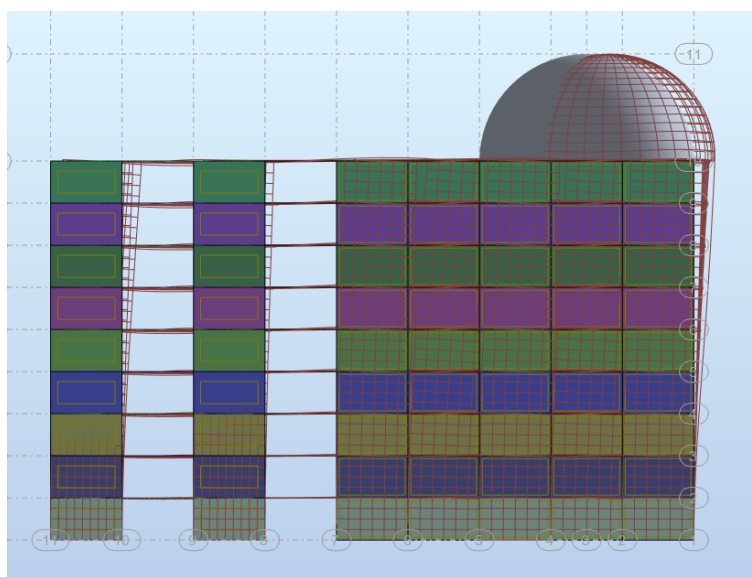


Fig. V.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe X avec)

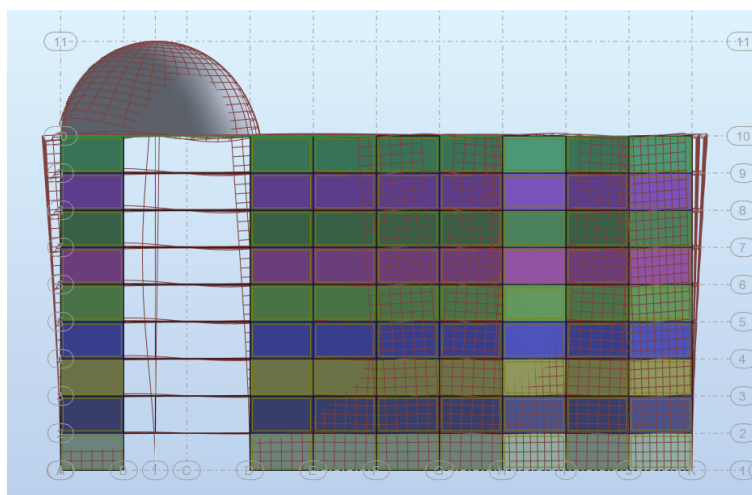


Fig. V.7. Troisième mode de vibration. Vue 3d (Torsion)

V.3.3.Troisième variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

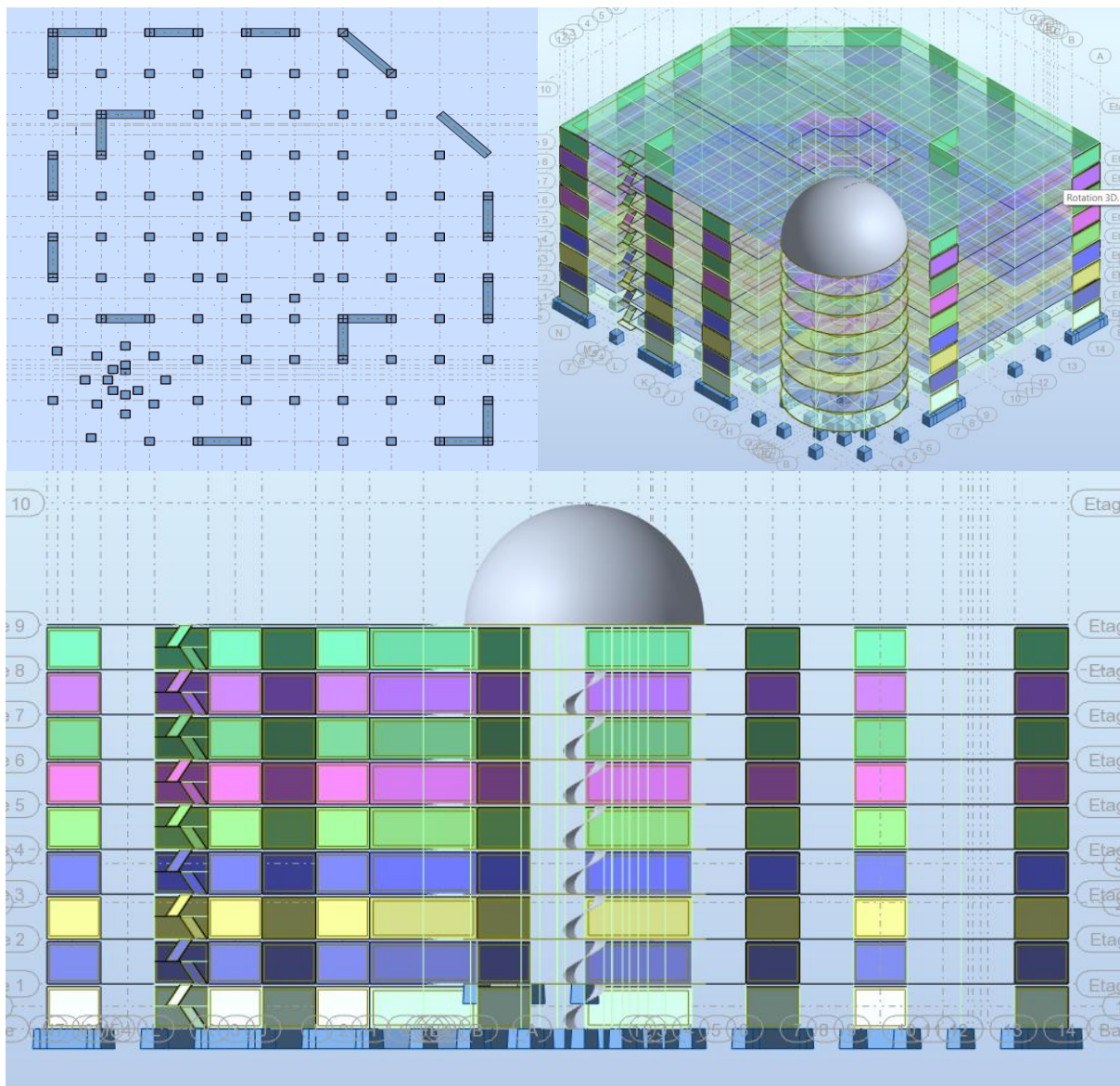


Fig. V.8.Disposition des voiles Troisième variante en 3D.

Après l’analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,32	0,75	1,87	67,04	1,87	67,04
2	1,42	0,70	69,87	68,56	68,00	1,52
3	1,99	0,50	70,22	69,44	0,35	0,88
4	5,34	0,19	75,99	82,38	5,77	12,94
5	5,76	0,17	88,67	88,63	12,67	6,24
6	7,98	0,13	88,86	88,76	0,19	0,13
7	11,11	0,09	90,93	91,67	2,08	2,91
8	12,17	0,08	93,90	93,89	2,97	2,22
9	16,53	0,06	93,95	93,92	0,05	0,03
10	17,09	0,06	94,99	95,23	1,04	1,30

Tab. V.3. Périodes et factures de participation massique modale (Troisième variante).

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit

1. La période fondamentale $T = 0.75 \text{ sec}$. Structure souple.
2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens Y , avec $UY = 67.04\%$
3. Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens X avec $UX = 68.00\%$
4. Le troisième mode c'est un mode de torsion pure

Conclusion: On constate une nette amélioration du comportement de notre structure vis-à-vis la torsion, cette variante sera retenue pour le reste de l'étude sismique de la structure.

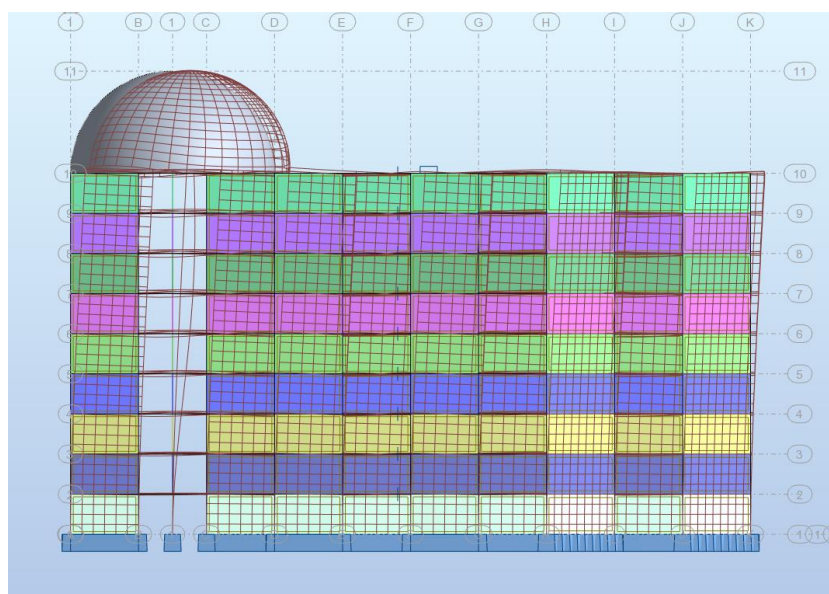


Fig. V.9. Premier mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe Y)

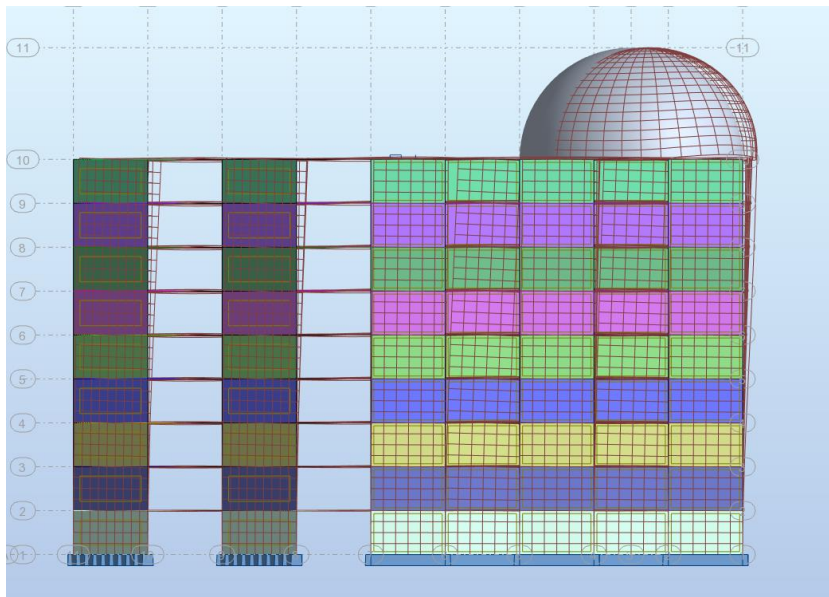


Fig. V.10. Deuxième mode de vibration. Vue 3d (translation selon l'axe X avec)

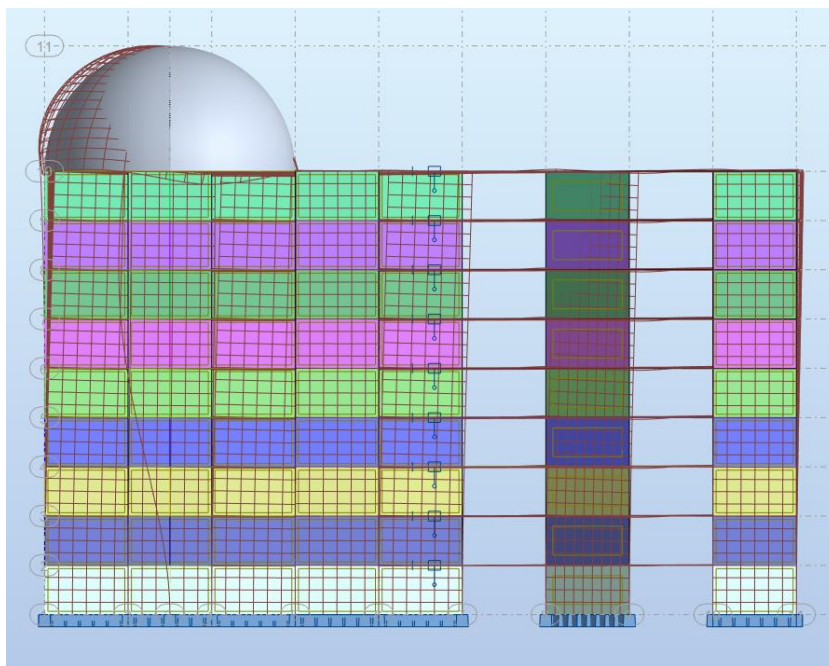


Fig. V.11. Troisième mode de vibration. Vue 3d (Torsion)

V.4. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Sens longitudinal:

<i>Etage</i>	<i>F_x (KN)</i>	<i>F_x sur les Poteaux (KN)</i>	<i>F_x sur les voiles (KN)</i>
RDC	47675.64	13492.20	34183.44
1	46673.15	13208.78	33464.37
2	44455.51	12580.92	31874.59
3	41476.33	11737.83	29738.5
4	37680.84	10663.67	27017.17
5	32865.66	9300.94	23564.72
6	27055.81	7656.78	19399.03
7	19969.45	6136.92	13832.53

Tab. V.4. Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)

Que les poteaux de contreventement doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

L’effort tranchant à la basse : (logiciel ROBOT).

_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 47675.64 KN

_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 13492.20 KN

$$\frac{F_{poteau}}{F_{total}} = \frac{13492.20}{47675.64} \times 100 = 28.29\% \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

Sens transversal :

<i>Etage</i>	<i>F_y (KN)</i>	<i>F_y sur les Poteaux (KN)</i>	<i>F_y sur les voiles (KN)</i>
RDC	44477.30	13876.94	30600.36
1	43482.83	13566.64	29916019
2	41334.10	12896.26	28437.84
3	38504.43	12013.38	26491.05
4	34965.48	10909.22	24056.26
5	30615.74	9552.11	21063.63
6	25373.23	7916.46	17456.77
7	18907.60	5899.75	13007.85

Tab Tab. V.5. Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)

Que les poteaux de contreventement doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

L’effort tranchant à la basse : (logiciel ROBOT).

_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 44477.30 KN

_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 13876.94 KN

$$\frac{F_{poteau}}{F_{total}} = \frac{13876.94}{44477.30} \times 100 = 31.21\% \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

- **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V . soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure. les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 47675.64 KN$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 44477.30 KN$

V.5.Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 .45)

La force sismique totale V . appliquée à la base de la structure. doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V : Effort tranchant a la base.

V.5.1.Estimation de la période fondamentale de la structure :

	T	T_{dyn}	$\frac{T_{dyn}}{T}$	$\frac{T_{dyn}}{T} \leq 1.3$
Sens longitudinale	0.41	0.70	1.75	<i>C.No Vérifiée</i>
Sens transversale	0.44	0.75	1.70	<i>C.No Vérifiée</i>

Centre de Génie Sismique **CGS** est proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

Donc: $\begin{cases} T'_x = 1.3T_x = 0.41 \times 1.3 = 0.53 \text{ sec} \\ T'_y = 1.3T_y = 0.44 \times 1.3 = 0.57 \text{ sec} \end{cases}$

Donc: on prend un coefficient de minoration des déplacement α du déplacement selon la recommandation de RAFIK TALEB (Centre de Génie Sismique CGS) $\alpha = \frac{T_{dyn}}{T} = 0.59$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs.

- Sens longitudinale : $T'x = 0.53 \text{ sec}$ $T_2 \leq T'x \leq 3.0 \text{ sec}$
- Sens transversale : $T'y = 0.57 \text{ sec}$ $T_2 \leq T'y \leq 3.0 \text{ sec}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

	T_2	$T'xy$	η	$D = 2.5\eta \left(T_2/T\right)^{2/3}$
Sens longitudinale	0.40	0.70	1.75	1.82
Sens transversale	0.40	0.75	1.70	1.74

Calcule le poids total de la structure:

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.30$

- Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

	Calcul Automatique Robot
Etage	Masse [kg]
RDC	4803805.54
1	4803805.54
2	4803805.54
3	4803805.54
4	4803805.54
5	4803805.54
6	4803805.54
7	4803805.54
8	4871775.37
Totale	43302219.66

Tab. V.6. Le poids total de la structure.

Donc : $W = 43302219.66 \text{ Kg} = 43302.22 \text{ t}$

Alors :

$$V_{\text{statique}} = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

	A	D	R	Q	W(t)	V_{statique}
Sens Longitudinal (x)	0.3	1.82	5	1.20	43302.22	5674.32
Sens Transversal (y)	0.3	1.74	5	1.20	43302.22	5424.90

Effort sismique dans le Sens Longitudinal (x) $Vx_{\text{dynamique}} = 4767.56$

Effort sismique dans le Sens Transversal (y) $Vy_{\text{dynamique}} = 4447.73$

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 \times V_{\text{statique}}$$

- Sens Longitudinal (x) : $\frac{Vx_{\text{dynamique}}}{Vx_{\text{statique}}} = \frac{4767.56}{5674.32} = 0.840 \geq 0.80 \dots \dots \dots (C. \text{Vérifiée})$
- Sens Transversal (y) : $\frac{Vy_{\text{dynamique}}}{Vy_{\text{statique}}} = \frac{4447.73}{5424.90} = 0.819 \geq 0.80 \dots \dots \dots (C. \text{Vérifiée})$

V.5.2. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure

- Si $T > 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0.07 \times T \times V$
- Si $T \leq 0.7 \text{ sec}$ $F_t = 0$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$$V_x = 4767.56 t$$

$$F_t = 0$$

<i>Niveau</i>	<i>Wi</i>	<i>hi</i>	<i>Vx - Ft</i>	<i>Wi × hi</i>	<i>Fi</i>
RDC	4803.81	4.42	4767.56	21232.82	105.65
1	4803.81	8.84	4767.56	42465.64	211.29
2	4803.81	13.26	4767.56	63698.46	316.94
3	4803.81	17.68	4767.56	84931.28	422.59
4	4803.81	22.1	4767.56	106164.10	528.23
5	4803.81	26.52	4767.56	127396.92	633.88
6	4803.81	30.94	4767.56	148629.74	739.53
7	4803.81	35.36	4767.56	169862.56	845.17
8	4871.78	39.78	4767.56	193799.22	964.27
$\Sigma Wi \times hi$				958180.76	

$$V_y = 4447.73 t$$

$$F_t = 0$$

<i>Niveau</i>	<i>Wi</i>	<i>hi</i>	<i>Vx - Ft</i>	<i>Wi × hi</i>	<i>Fi</i>
RDC	4803.81	4.42	4447.73	21232.82	98.56
1	4803.81	8.84	4447.73	42465.64	197.12
2	4803.81	13.26	4447.73	63698.46	295.68
3	4803.81	17.68	4447.73	84931.28	394.24
4	4803.81	22.1	4447.73	106164.10	492.80
5	4803.81	26.52	4447.73	127396.92	591.36
6	4803.81	30.94	4447.73	148629.74	689.92
7	4803.81	35.36	4447.73	169862.56	788.48
8	4871.78	39.78	4447.73	193799.22	899.59
$\Sigma Wi \times hi$				958180.76	

V.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau $< k >$ de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : Coefficient de comportement ($R= 5$).

Δk : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k - 1$ » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré. il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times he$.

Avec : **he** : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta k \leq \Delta adm$$

Δadm : Déplacement admissible (égale à (1%he = 0.01 he)).

RDC : $\Delta adm = 0.01 \times 4.42 = 0.0442m = 4.42 \text{ cm}$

Etage courant : $\Delta adm = 0.01 \times 4.42 = 0.0442m = 4.42 \text{ cm}$

Sens Longitudinal (x) :

Etage	$\delta ekx [cm]$	$\delta ekx \times \alpha [cm]$	$\delta K = dr. Ux [cm]$	$\Delta adm = 1\% he [cm]$	$\delta K < \Delta adm$
RDC	0.5	0.30	0.3	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
1	1.5	0.89	0.59	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
2	2.7	1.59	0.71	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
3	4.1	2.42	0.83	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
4	5.7	3.36	0.94	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
5	7.2	4.25	0.89	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
6	8.8	5.19	0.94	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
7	10.3	6.08	0.89	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
8	11.7	6.90	0.83	4.42	<i>C.Vérifiée</i>

Tab. V.7. Les déplacements du aux force sismiques au sens longitudinal (XX).

Sens Transversal (y) :

Etage	$\delta eky [cm]$	$\delta eky \times \alpha [cm]$	$\delta K = dr. Uy [cm]$	$\Delta adm = 1\% he [cm]$	$\delta K < \Delta adm$
RDC	0.5	0.30	0.3	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
1	1.5	0.89	0.59	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
2	2.9	1.71	0.83	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
3	4.4	2.60	0.89	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
4	6.1	3.60	1.00	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
5	7.8	4.60	1.00	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
6	9.5	5.61	1.00	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
7	11.2	6.61	1.00	4.42	<i>C.Vérifiée</i>
8	12.9	7.61	1.00	4.42	<i>C.Vérifiée</i>

Tab. V.8. Les déplacements du aux force sismiques au sens transversal (YY).

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 est **Vérifiée**.

V.7.Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET $P - \Delta$: RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0.1$$

Avec :

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau k.

hk : Hauteur de l'étage k.

Sens Longitudinal (x) :

Etage	W [t]	Pk[t]	Δk [m]	$\Delta k \times \alpha$	VX [t]	hk [m]	Θ	≤ 0.1
8	4871.78	4871,78	0,014	0,0083	964,27	4,42	0,018	C.Vérifiée
7	4803.81	9675,58	0,015	0,0089	1809,44	4,42	0,021	C.Vérifiée
6	4803.81	14479,39	0,016	0,0094	2548,97	4,42	0,024	C.Vérifiée
5	4803.81	19283,19	0,015	0,0089	3182,85	4,42	0,024	C.Vérifiée
4	4803.81	24087,00	0,016	0,0094	3711,08	4,42	0,027	C.Vérifiée
3	4803.81	28890,80	0,014	0,0083	4133,67	4,42	0,026	C.Vérifiée
2	4803.81	33694,61	0,012	0,0071	4450,61	4,42	0,024	C.Vérifiée
1	4803.81	38498,41	0,010	0,0059	4661,9	4,42	0,022	C.Vérifiée
RDC	4803.81	43302,22	0,005	0,0030	4767,55	4,42	0,012	C.Vérifiée

Tab. V.9. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens longitudinal >.

Sens Transversal (y) :

<i>Etage</i>	<i>W [t]</i>	<i>Pk[t]</i>	<i>Δk [m]</i>	$\frac{\Delta k}{\alpha}$	<i>VX [t]</i>	<i>hk [m]</i>	<i>θ</i>	<i>≤ 0.1</i>
8	4871.78	4871,78	0,017	0,0100	899,59	4,42	0,024	<i>C. Vérifiée</i>
7	4803.81	9675,58	0,017	0,0100	1688,06295	4,42	0,025	<i>C. Vérifiée</i>
6	4803.81	14479,39	0,017	0,0100	2377,97971	4,42	0,027	<i>C. Vérifiée</i>
5	4803.81	19283,19	0,017	0,0100	2969,33694	4,42	0,029	<i>C. Vérifiée</i>
4	4803.81	24087,00	0,017	0,0100	3462,13463	4,42	0,031	<i>C. Vérifiée</i>
3	4803.81	28890,80	0,015	0,0089	3856,37278	4,42	0,029	<i>C. Vérifiée</i>
2	4803.81	33694,61	0,014	0,0083	4152,05139	4,42	0,030	<i>C. Vérifiée</i>
1	4803.81	38498,41	0,010	0,0059	4349,17046	4,42	0,023	<i>C. Vérifiée</i>
RDC	4803.81	43302,22	0,005	0,0030	4447,73	4,42	0,013	<i>C. Vérifiée</i>

Tab. V.10. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens transversal >.**V.8.Vérification au Renversement:**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{W}$: le poids total de la structure.
 \mathbf{L} : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). $L = 75 \text{ m}$
 \mathbf{Mr} : moment de renversement provoqué par les charges horizontales

$$M_{sx} = W \times L_x / 2 = 43302,22 \times (75 / 2) = 1623833.25 \text{ t.m}$$

$$M_{sy} = W \times L_y / 2 = 43302,22 \times (67.5 / 2) = 1461449,93 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{Mr} = \sum \mathbf{F}_i \times \mathbf{h}_i$$

Sens Longitudinal (x):

<i>Etage</i>	<i>hi[m]</i>	<i>Fi</i>	<i>Fi × hi</i>
RDC	4.42	105.65	466,97
1	8.84	211.29	1867,80
2	13.26	316.94	4202,62
3	17.68	422.59	7471,39
4	22.1	528.23	11673,88
5	26.52	633.88	16810,50
6	30.94	739.53	22881,06
7	35.36	845.17	29885,21
8	39.78	964.27	38358,66
$Mrx = \Sigma Fi \times hi$			133618,10

Tab. V.11. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_S}{M_r} = \frac{1623833,25}{133618,10} = 11.73 \geq 1.5 \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$

Sens Transversal (y) :

<i>Etage</i>	<i>hi[m]</i>	<i>Fi</i>	<i>Fi × hi</i>
RDC	4.42	98.56	435,63
1	8.84	197.12	1742,53
2	13.26	295.68	3920,70
3	17.68	394.24	6970,13
4	22.1	492.80	10890,83
5	26.52	591.36	15682,79
6	30.94	689.92	21346,02
7	35.36	788.48	27880,52
8	39.78	899.59	35785,56
$Mry = \Sigma Fi \times hi$			124654,72

Tab. V.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_S}{M_r} = \frac{1461449,93}{124654,72} = 12.15 \geq 1.5 \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$

V.9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum \mathbf{M}_i \times \mathbf{X}_i}{\sum \mathbf{M}_i} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum \mathbf{M}_i \times \mathbf{Y}_i}{\sum \mathbf{M}_i}$$

Avec :

- \mathbf{M}_i : la masse de l'élément i.
- $\mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i$: les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$\mathbf{e}_{cj} = \sum \mathbf{I}_{jy} \times \frac{\mathbf{X}_j}{\mathbf{I}_{jy}} \quad \text{Et} \quad \mathbf{e}_{cj} = \sum \mathbf{I}_{jx} \times \frac{\mathbf{Y}_j}{\mathbf{I}_{jx}}$$

- \mathbf{I}_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.
- \mathbf{X}_i : Abscisse de l'élément Iyi.
- \mathbf{I}_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.
- \mathbf{Y}_i : Ordonnée de l'élément Ixi.

9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$\begin{aligned} \mathbf{ex} &= \mathbf{X}_{cm} - \mathbf{X}_{cr} \\ \mathbf{ey} &= \mathbf{Y}_{cm} - \mathbf{Y}_{cr} \end{aligned}$$

9.3.1. L'excentricité Théorique:

$$\mathbf{e}_y = |\mathbf{Y}_{cm} - \mathbf{Y}_{ct}|$$

$$\mathbf{e}_x = |\mathbf{X}_{cm} - \mathbf{X}_{ct}|$$

\mathbf{ex} : Excentricité théorique suivent x.

\mathbf{ey} : Excentricité théorique suivent y.

9.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

Sens Longitudinal (x) : $e_{Acc} = 0.05 \times Lx = 0.05 \times 75 \Rightarrow e_{Acc} = 3.75 \text{ m}$

Sens Transversal (y) : $e_{Acc} = 0.05 \times Ly = 0.05 \times 67.5 \Rightarrow e_{Acc} = 3.375 \text{ m}$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59)**.

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et

L'excentricité théorique :

<i>Etage</i>	<i>W [t]</i>	<i>Centre de Masse</i>	<i>Centre de Rigidité</i>	<i>Excentricité Théor.</i>	
		<i>G (x, y, z) [m]</i>	<i>R (x, y, z) [m]</i>	<i>ex [m]</i>	<i>ey [m]</i>
RDC	4803.81	34,86 39,38 3,67	38,45 46,19 2,83	3,58	6,81
1	4803.81	34,86 39,38 8,09	38,45 46,19 7,25	3,58	6,81
2	4803.81	34,86 39,38 12,51	38,45 46,19 11,67	3,58	6,81
3	4803.81	34,86 39,38 16,93	38,45 46,19 16,09	3,58	6,81
4	4803.81	34,86 39,38 21,35	38,45 46,19 20,51	3,58	6,81
5	4803.81	34,86 39,38 25,77	38,45 46,19 24,93	3,58	6,81
6	4803.81	34,86 39,38 30,19	38,45 46,19 29,35	3,58	6,81
7	4803.81	34,86 39,38 34,61	38,45 46,19 33,77	3,58	6,81
8	4871.78	34,86 39,38 39,04	38,45 46,19 38,19	3,58	6,80

Tab. V.13. Caractéristiques massique de la structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

<i>Etage</i>	<i>Lx [m]</i>	<i>Ly [m]</i>	<i>ex [m]</i>	<i>ey [m]</i>
RDC	75,00	67,50	3,38	3,75
1	75,00	67,50	3,38	3,75
2	75,00	67,50	3,38	3,75
3	75,00	67,50	3,38	3,75
4	75,00	67,50	3,38	3,75
5	75,00	67,50	3,38	3,75
6	75,00	67,50	3,38	3,75
7	75,00	67,50	3,38	3,75
8	75,00	67,50	3,38	3,75

Tab. V.14. L'excentricité accidentelle des étages.

V.10.Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2018, ces résultats Les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans calcul des éléments principaux.

Chapitre VI :

Etude de l'effet de la température



VI.1.Introduction:

La température et le retrait sont des déformations imposées, appelées aussi des charges indirectes, qui peuvent créer des contraintes dans les structures hyperstatiques dues à des restrictions aux déformations. La température et le retrait tendent à provoquer des déformations axiales ou des efforts normaux de traction ou de compression (dans le cas de restriction de déformation)

Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes ne seront faibles.

VI .2.Dimension la structure dans les zones thermiques : CBA 93 l'article B 5.1

Dans les calcule relatifs à la “construction courante” et aux “constructions industrielles” on peut ne pas tenir compte des effets de la variation de température pour les éléments de construction compris enter joints distants au maximum suivants :

ZONE THERMIQUE	
<i>Wilayas côtières (Excepté Oran, Ain Temouchent et Tlemcen)</i>	30 m
<i>Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien</i>	25 m
<i>Le moyen et extrême sud</i>	20 m

Vue que notre Project est implanter dans une wilaya côtier “ TIPAZA” avec une largeur de 67.5 m et longueur de 75 m

VI .2.1. Vérifications de longueur maximale de l'effet de température :

Sens x:

$$30 m \leq L_x \Rightarrow 30 m \leq 67.5 m \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

Sens y:

$$30 m \leq L_y \Rightarrow 30 m \leq 75 m \dots \dots \dots (C.Vérifiée)$$

Donc : nous somme obligiez de fait le calcul de l'effet de température

VI.3.Action de la température climatique :

A défaut de justification plus précises on adopte. Pour les constructions situées a l'air

Libre de la variation uniforme de température suivante :

ZONE THERMIQUE	
<i>Wilayas côtières (Excepté Oran, Aïn Temouchent et Tlemcen)</i>	$T_{max} = +35^{\circ}\text{C}$ $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$
<i>Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien</i>	$T_{max} = +45^{\circ}\text{C}$ $T_{min} = -20^{\circ}\text{C}$
<i>Le moyen et extrême sud</i>	$T_{max} = +55^{\circ}\text{C}$ $T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$

Tab.VI.1.Zone thermique

Les déformation linéaire a considérer entre les températures initiales moyennes moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$) et les temperatures extrêmes peuvent etre évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égale a 10^{-5}

VI.4.Calcule la variation uniforme de température :

La variation uniforme de température ΔT pour une structure ou un élément structurel donné est calculée comme la différence entre la temperature T_0 à l' instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage. CBA 93 recommande l'intervalle T_0 entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$

$$\Delta T_{u1} = T_{max} - T_0 \quad \text{et} \quad \Delta T_{u2} = T_{min} - T_0$$

Zone Thermique	$T_{max} - T_0$	$T_{min} - T_0$	ΔT
Tipaza en Algérie du nord (climat tempéré) $+35^{\circ}\text{C}$ et -20°C	Cas 1: $\Delta T = +35 - 10$ $= +25^{\circ}\text{C}$	Cas 3: $\Delta T = -15 - 10$ $= +25^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{u1} = +25^{\circ}\text{C}$
	Cas 2: $\Delta T = +35 - 20$ $= 10^{\circ}\text{C}$	Cas 4: $\Delta T = -15 - 20$ $= -40^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{u2} = -40^{\circ}\text{C}$

VI.5. Analyse de la structure:

VI.5.1. Hypothèse pour le calcul de structure :

- Coefficient de dilatation thermique du béton armé $\alpha = 10^{-5}$
- La température est généralement considéré comme un cas de charge lentement variable
qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée E_v
- La charge de température : $dL = \alpha \times \Delta T \times L$

VI.5.2. Les combinaisons d'actions :

E. L. U : $1.35G + 1.5Q + 0.8T$

E. L. S: $G + Q$ température n'intervient pas comme action variable d'accompagnement

VI.5.3. Application de l'effet de température :

Dans le logiciel de calcul (ROBOT v.2018), la température est à appliquer sur l'enveloppe du bâtiment, donc sur tous les éléments exposés en permanence aux conditions climatiques extérieures (Poutres extérieures, poteaux et voiles extérieurs)

VI.6. Conclusion :

Après l'analyse de la structure sans l'effet de température. Le calcul se fait automatiquement par le logiciel (ROBOT v.2018), que nous donne les différentes contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour calculer les armatures des éléments principaux.

Chapitre VII :

Ferraillage des éléments porteurs



VII.1.Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Leurs ferrailrages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VII.2. Les combinaisons d'actions :

- **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q** et la charge de température **T**.

$$1,35G + 1,5 Q \text{ et } 1,35G + 1,5 Q + 0,8T \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003) :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm E \text{ (1)}$$

$$0,8G \pm E \text{ (2)}$$

- Pour le portique :

- Les poteaux :

$$\text{À l'ELU : } 1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91)}$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{ (RPA99 V2003)}$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison **(0,8G ± E)** donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- Les poutres :

À P'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ et $1,35G + 1,5 Q + 0,8T$ (BAEL 91)

À P'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 v2003)

$0,8G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0,8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- Les voiles :

$G + Q \pm E$ (RPA99v2003)

$0,8G \pm E$

VII.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

Observation:

Après l'analyse le logiciel (ROBOT v.2018), les sollicitations maximales donne sur les portiques intermédiaire (poutres et poteaux). Donc le ferrailage des portiques de rive et intermédiaire est le même, on ne tenant pas compte l'effet de température sur les portiques de rive.

VII.3.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

- **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	30	17.04	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	30	26	1	400	400

Recommandation RPA99/version2003:

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

Vérifications nécessaires pour les poutres :

- Condition de non fragilité :

$$- A_S \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimale : RPA 99

$$- A_{min}^{RPA} = 0.5\%b.h$$

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$- A_{min} \geq 0,001.b.$$

	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>A_{min}</i>	<i>A_{min}^{BAEL}</i>	<i>A_{min}^{RPa}</i>
<i>Poutre principale</i>	45	65	3.88	2.925	14.63
<i>Poutre secondaire</i>	35	55	2.45	1.93	9.63

Calcul de ferrailage :

En Travée :

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

- **L'enrobage :** $c \geq e + \frac{\phi}{2}$, $\phi \leq \frac{h}{10}$.

- $e = 1\text{cm} \Rightarrow c = 5\text{cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 65 - 5 = 60\text{cm}$

- $e = 1\text{cm} \Rightarrow c = 5\text{cm} \rightarrow d = h - c \Rightarrow 55 - 5 = 50\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

	<i>Mu(KN.m)</i>	μ	α	β	σ_s (MPa)	<i>A (cm2)</i>
<i>Poutre principale</i>	188.36	0.081	0.106	0.958	348	9.42
<i>Poutre secondaire</i>	81.89	0.035	0.045	0.982	348	4.01

- **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est

vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	α	<i>M_u</i>	<i>M_{ser}</i>	γ	<i>f_{c28}</i>	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>Poutre p</i>	0.106	188.36	135.48	1,39	30	0,495	<i>C.Vérifiée</i>
<i>Poutre s</i>	0.045	81.89	58.90	1,39	30	0,495	<i>C.Vérifiée</i>

Tableau Récapitulatif

	A	A_{min}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPa}	A_{max}	A_{adopt} (cm²)
Poutre principale	9.42	3.88	2.925	14.63	14.63	3HA12+6HA16=15.14
Poutre secondaire	4.01	2.45	1.93	9.63	9.63	3HA14+3HA16=10.65

En Appuis :

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	Mu(KN.m)	μ	α	β	σs (MPa)	A (cm²)
Poutre principale	355.90	0.128	0.171	0.93	348	18.33
Poutre secondaire	162.73	0.109	0.145	0.94	348	9.90

Tableau Récapitulatif

	A	A_{min}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPa}	A_{max}	A_{adopt} (cm²)
Poutre principale	18.33	3.88	2.925	14.63	18.33	6HA20=18.83
Poutre secondaire	9.90	2.45	1.93	9.63	9.90	3HA14+3HA16=10.65

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**Les Poutres Principales**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0866 \geq 0.0625 \dots c.v$
- $\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.0105 \geq 0.0056 \dots c.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0866 \geq 0.085 \dots c.v$

-Les Poutres Secondaires

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0866 \geq 0.0625 \dots c.v$
- $\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.0105 \geq 0.0057 \dots c.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0873 \geq 0.085 \dots c.v$

- **Ferraillage des armatures transversales :**

- Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que $\tau_{max}^u \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

Poutre principale :

$$V_u^{max} = 188.36 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{188360}{450 \times 600} = 0.70 \leq \min(4; 5) \dots c.v$$

Poutre secondaire :

$$V_u^{max} = 81.89 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{81890}{350 \times 500} = 0.47 \leq \min(4; 5) \dots c.v$$

Disposition constructives :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ h/4; 12\phi_1 \right\} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq h/2 \quad \begin{cases} S_{t1} = 60/2 = 30 \text{ cm} \\ S_{t2} = 50/2 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} \quad \begin{cases} S_{t1} \leq \{ 54; 40 \} \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \{ 45; 40 \} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow S_{t1} = S_{t2} = 20 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 45 \times 20}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 1.05 \text{ cm}^2 = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Les Poutres Secondaires

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm. alors en prend } 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d ; 40\text{cm}) \min (45\text{cm} ; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales:** BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 35 \times 20}{400} = 0.7 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 1.05 \text{ cm}^2 = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

<i>Poutre</i>	<i>Position</i>	<i>Nmbr des barres</i>	<i>Aadapt (cm²)</i>
	<i>Travée</i>	3HA12 + 6HA16	15.14
	<i>Appui</i>	6HA20	18.83
	<i>Travée</i>	3HA14 + 3HA16	10.65
	<i>Appui</i>	3HA14 + 3HA16	10.65

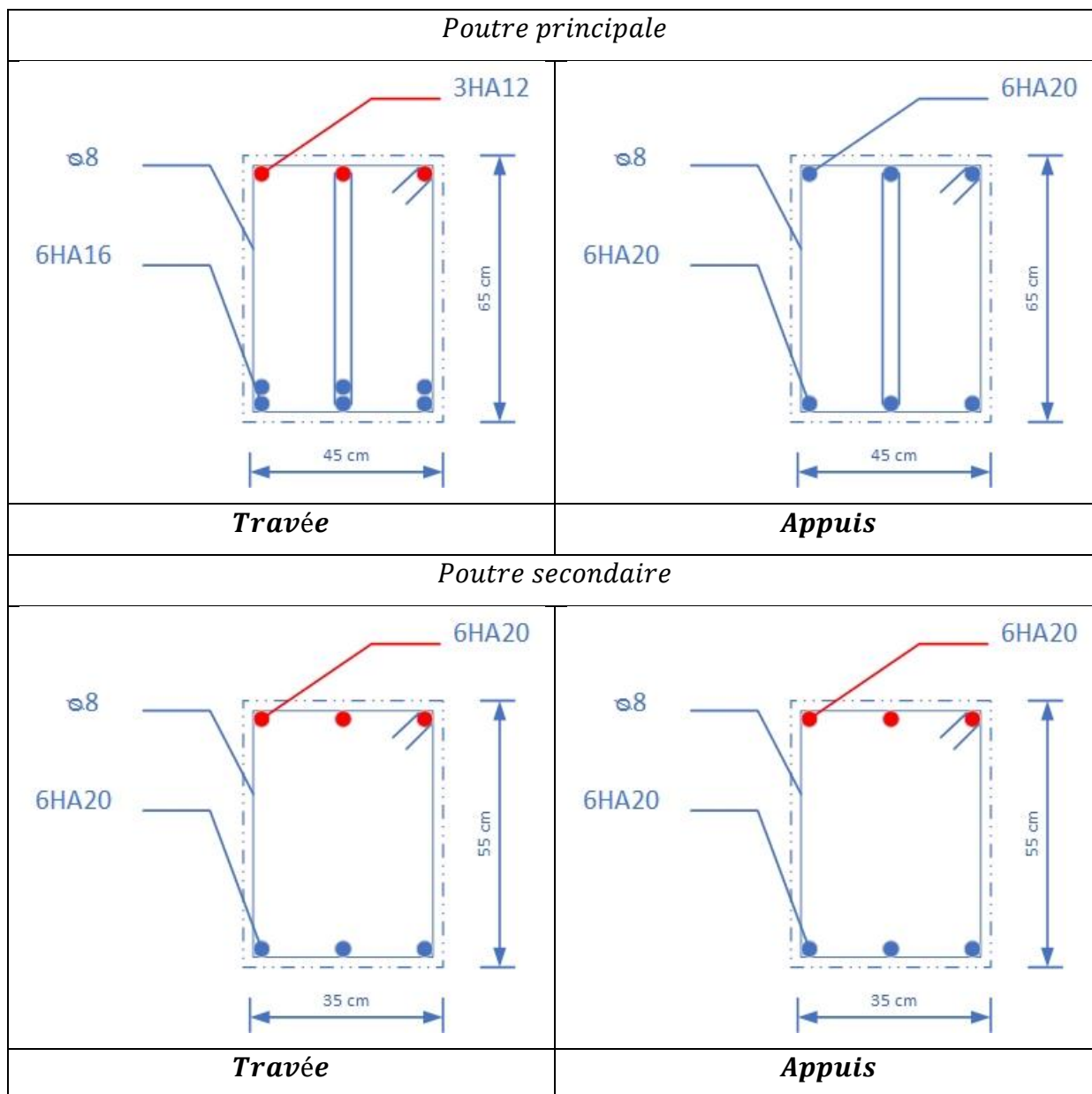


Fig.VII.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

VII.3.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables

Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :**
 - ELU: $1,35G + 1,5 Q$
 - EL.S: $G + Q$

- **Selon le RPA99 :**
 - $G + Q \pm E (N_{max} \rightarrow M_{corr})$
 - $0,8 G \pm E (N_{min} \rightarrow M_{corr})$

Exemple de calcul :

Soit le poteau (dimension $125cm \times 125cm$) :

$$c = c' = 4cm; \quad s = 125 \times 125(cm); \quad \text{acier Fe E400}; \quad f_{c28} = 30Mpa.$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28}; \quad b = 17.04 MPa; \quad L = 4.42m : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

ELU		G+Q±E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MAN} (KN)	M _{COR} (KN.M)
10265.10	-19.34	-1809.20	9698.95	7460.80	312.29

-Ferrailage longitudinal:

$$N_{max} = 10265100N; \quad M_{corr} = -19340 N.m$$

$$M_{max} = -1809200N.m; \quad N_{corr} = 9698950N$$

❖ **(ELU):**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e1 + e2; \quad e1 = ea + e0$$

e1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{442}{250} = 1.768cm$$

$$e_a = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{19340}{10265100} = 0.0018m = 0.18cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.18 = 2.18 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau (125x125) cm² => $h = b = 125cm$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 3,094 \text{ m.}$$

$$\frac{2.142}{0.55} = 2.48 < \max(15; 0.098)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \Phi) \quad \Phi: \text{Généralement on prend } \Phi=2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 8.56$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.84$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3.094^2}{10^4 \times 1.25} (2 + 2 \times 0.84) = 0.0085m$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.18 + 0,85 = 3.03cm$$

$$e = 0.0303m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{utm} \times e = 10265100 \times 0.0303 = 311032.53N.m$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{max} = 10265100 \text{ N.m} \quad ; \quad M_{corr} = 311032.53 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 125 - 0.81 \times 4) 125 \times 125 \times 19.83$$

$$A = 10347055.47 \text{ N.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Ma = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 311032.53 + 10265100 \left(1.21 - \frac{1.25}{2} \right) = 6316116.03 \text{ N.m}$$

$$B = 10265100 \times (1.21 - 0.04) - 6316116.03 = 427437.89 \text{ N.m}$$

$A > B$: Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{6316116.03}{19.83 \times 125 \times 121^2} = 0.202$$

$$\bar{\sigma}_b = 17.03 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.285 \beta = 0.89)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{6316116.03}{348 \times 0.904 \times 121} = 168.54 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 165.93 - \frac{10265100}{100 \times 348} = -126.43 \text{ m}^2$$

❖ **G+Q±E :**

$$M_{max} = -1809200 \text{ N.m} \quad ; \quad N_{corr} = 9698950 \text{ N}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.768 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{1809200}{9698950} = 0.187 \text{ m} = 18.7 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 18.7 = 18.7 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3.094^2}{10^4 \times 1.25} (2 + 2 \times 0.84) = 0.0085m$$

$$e = e_1 + e_2 = 18.7 + 0.85 = 19.55cm = 0.1955$$

$$M \text{ corrigé} = Nu \times e_t = 9698950 \times 0.1955 = 1896144.73 \text{ N.m.}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N = 9698950 \text{ N} \quad ; \quad M \text{ corrigé} = 1896144.73 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 125 - 0.81 \times 4) 125 \times 125 \times 26 \text{ (N.m)}$$

$$A = 15718046.09 \text{ N.m}$$

$$B = N (d - c') - Ma$$

$$Ma = M + N \times (d - h/2) = 1896144.73 + 9698950 (1.21 - \frac{1.25}{2}) = 7570030.48 \text{ N.m}$$

$$B = 9698950 (1.21 - 0.04) - 7570030.48 = 3777741.02 \text{ N.m}$$

$A > B$: Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b b \cdot d^2} = \frac{7570030.48}{26 \times 125 \times 121^2} = 0.160$$

$$\bar{\sigma}_b = 26Mpa, \bar{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,219; \beta = 0,912)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{7570030.48}{400 \times 0,912 \times 121} = 171.5cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 171.5 - \frac{1896144.73}{100 \times 400} = 124.096cm^2$$

- **Vérification des sections : RPA (99ver2003)**

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0.9\%(h \cdot b) = 0.009(125 \times 125) = 140.63cm^2 \quad \text{Zone III}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} = 0.23d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 20.87cm^2$$

	A_{cal} (cm²)	A_{RPA} (cm²)	A_{BAEL} (cm²)	A_{adp} (cm²)
ELU	126.43	140.63	20.87	14HA20 + 20HA25 =142.15 cm ²
G+Q+E	124.09	140.63	20.87	

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (M_{ser}, N_{ser}) .

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400MPa$

- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{312.29}{7460.80} = 0.042m \quad e_0 = 0.042 < \frac{h}{6} = \frac{1.25}{6} = 0.21$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 18 MPa$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 125 \times 125 + 15 (142.15) = 17757.25 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$= \frac{1}{17757.25} \left[\frac{125 \times 125^2}{2} + 15(43.98 \times 4 + 98.17 \times 121) \right] = 65.18 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 125 - 65.18 = 59.82 \text{ cm}$$

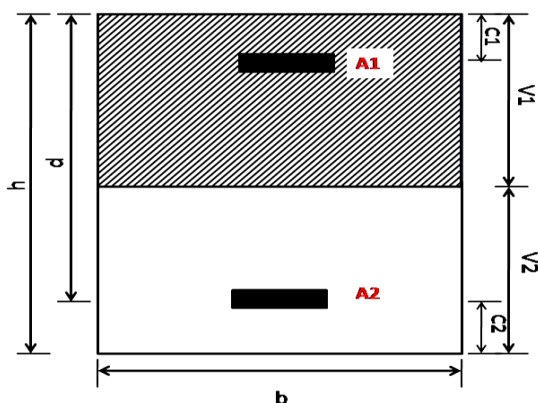


Fig.VII.2.section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{125}{3}(65.18^3 + 59.82^3) + 15[43.98(65.18 - 4)^2 + 98.17(59.82 - 4)^2] = 27514807.07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 312290 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{7460800}{100 \times 17757.25} = 4.2 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{312290}{27514807} = 0.0113$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.2 + 0.0113 \times 65.18 = 3.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.2 + 0.0113(65.18 - 4)] = 73.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.2 - 0.0113(121 - 65.18)] = 53.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 73.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 53.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

1.3. Armatures transversales :

- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q + E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{max} = 822.85 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{822.85 \times 10^3}{1250 \times 1210} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.54 < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

- **Calcul d'armature transversale :**

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$.

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

H : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ Mpa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{3.094}{1.25} \text{ ou } \frac{3.094}{1.25} \right) \lambda_g = (2.48) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ **En zone III.....RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]**

En prend $t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante : $S_t \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ **En zone III.....RPA99/ver2003.**

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq \text{Min}(62.5, 62.5, 20)$$

En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 822850 \times 0.10}{125 \times 400} = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$At = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit (6HA12) } At = 6.79 \text{ cm}^2$$

En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 833850 \times 0.15}{125 \times 400} = 9.16 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit (6HA14) } A_t = 6.78 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des cadres des armatures minimales :** d'après

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2) :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

▪ **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% = \frac{6,17}{10 \times 125} = 0,49\% > 0,3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 125 = 3,75 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

▪ **Dans la zone courant :** $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% = \frac{9,26}{15 \times 125} = 0,49\% > 0,3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 125 = 5,63 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

➤ **BAEL91 : (art A.8.1, 3) :**

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifiée

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

$S_{pot} (cm^2)$	$A_{max}^{RPA} (cm^2)$	Nombre des barres	$A_{adapt} (cm^2)$
125×125	140.63	8HA20 + 24HA25	142.97

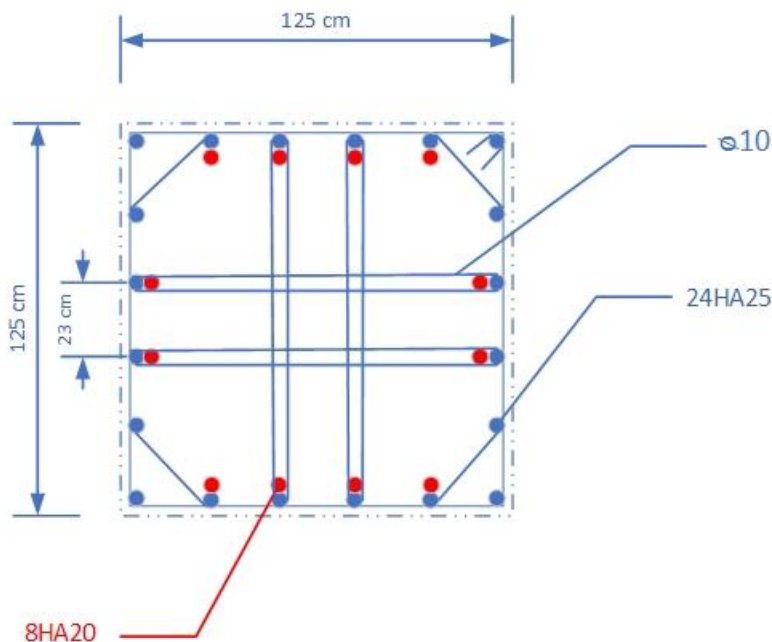


Fig.VII.3. Ferrailage des poteaux

VII.4. Ferrailage Des Voiles :

VII.4.1.Introduction :

Selon le RPA99, Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 NG \pm NE$
- $M = 0,8 MG \pm ME$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = NG + NQ \pm NE$$

$$\bullet M = MG + MQ \pm ME$$

Choix de combinaison d'action (pour les armatures horizontales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$\bullet M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité C à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

VII.4.2.Exemple de Calcul :

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales :

Soit le voile niveau RDC (L=6.25 m)

G + Q + E :

Niveau	T (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	2575.46	1495.28	12631.16

$$M_{\text{max}} = 12631.16 \text{KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 1495.28 \text{KN.m}$$

$$h = 6.25 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 6.20 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.20 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12631.16}{1495.28} = 8.45 \text{m}^2$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b. h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 625 - 0.81 \times 5) \times 625 \times 20 \times 17.04$$

$$A = 44000475 \text{ KN.m}$$

$$B = Nu (d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - h/2) = 12631.16 + 1495.28 \times (6.2 - 6.25/2) = 17229.15 \text{ KN.m}$$

$$B = 1495.28 \times (6.2 - 0.05) - 17229.15 = 8033.18 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 8.45}{6.25} = 27.04 \text{ m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.42}{6.25} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\{15; 27.04\} \rightarrow (c. v)$$

Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_{ua} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 21827.14 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = 26 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{ cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21827.14 \times 10^3}{26 \times 20 \times 620^2} = 0.109 \text{ m}^2$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.145; \beta = 0.94)$$

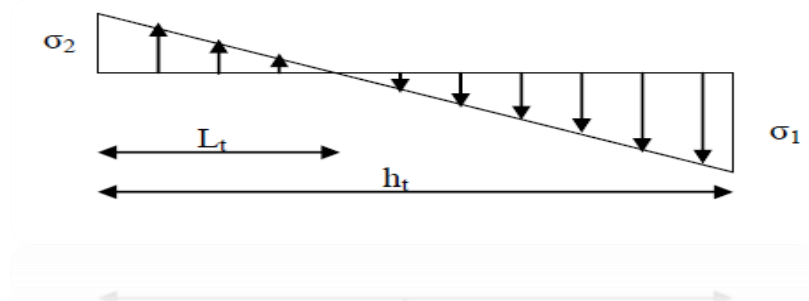
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{21827.14 \times 10^3}{400 \times 0.94 \times 620} = 93.63 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cat} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 93.63 - \frac{1495.28 \times 10^3}{100 \times 400} = 37.38 \text{ cm}^2$$

- L'armature verticale minimale:

- d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1495.28 \times 10^3}{200 \times 6250} + \frac{6 \times 12631.16 \times 10^6}{200 \times (6250)^2} = 10.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1495.28 \times 10^3}{200 \times 6250} - \frac{6 \times 12631.16 \times 10^6}{200 \times (6250)^2} = -8.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad \bullet \quad \sigma_2 \leq 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2.73 \text{ m}$$

- Alors :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 273 \times 20 = 10.92 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 625 = 18.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend : $A = 37.38 \text{ cm}^2 \quad 8HA25 = 39.27 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2 \times l_t > 0$$

$$h' = 625 - 2 \times 273 = 79$$

$$A_{\min}^2 = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 20 \times 79 = 1.58 \text{ cm}^2$$

En prend : $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_{\min}^2 > A_{\min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 37.38 + 1.58 = 76.34 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 18.75 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

- **D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

On prendre: $S = 30 \text{ cm}$

- **Dans la zone h/10 :**

$$D = \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min \left\{ \frac{1.5 \times a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 2575.46 \times 10^3}{200 \times 6250} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} > 2.89 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

a : épaisseur du voile ($a = 20 \text{ cm}$)

h : longueur totale de la section tout ($h = 200 \text{ cm}$)

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \Rightarrow A_T \geq \frac{\tau_u b_0 S_t}{0.8 f_e} \Rightarrow A_T \geq \frac{2.89 \times 20 \times 30}{0.8 \times 400} = 5.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA16 = 6.03 cm²

- **Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 625 = 12.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4HA20 = 12.57 cm² par ml**

- **Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

- D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

- **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 26 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

❖ **Exemple de calcul :**

-Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : $G + Q + E$

$$N = 1495.28 \text{ KN}$$

$$M = 12631.16 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1495.28 \times 10^3}{200 \times 6250} + \frac{6 \times 12631.16 \times 10^6}{200 \times (6250)^2} = 10.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 26 \text{ MPa}$$

VII.4.3. Schéma de ferrailage :

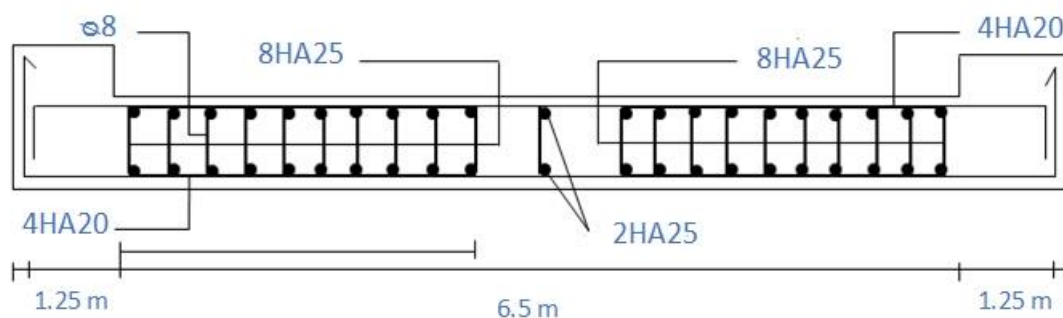


Fig.VII.4. Ferrailage des voiles

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure



VIII.1.Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VIII.2.Etude des fondations:

VIII.2.1.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **2.2 bars** à une profondeur de **3 m**

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : **Le radier général**

VIII.2.2. Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé. , il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges

transmises par la superstructure sur le sol d'assise. On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

Criteres de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante

(Supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Combinaison d'actions :

$$E.L.U: NU = 1,35GT + 1,5QT = 753944,12 \text{ KN}$$

$$E.L.S: N_{ser} = GT + QT = 549617,66 \text{ KN}$$

Surface de la semelle :

N : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 54234.27 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bars}$$

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{549617,66}{220} = 2498.26 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment est : $S_b = (75 \times 67.5) - \left(\frac{21.6^2}{2}\right) = 4829.22 \text{ m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{2498.26}{4829.22} = 52\% \dots \dots \dots C. Vérifiée$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier générale

VIII.3. Calcul le Radier:

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 7.50 \text{ m}$)

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 80 \text{ cm}$

Condition forfaitaire :

h_t : hauteur des nervures

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 7.50 \text{ m}$)

Nervures: $\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5} = (0.93, 150) \text{ cm} \Rightarrow h_t = 120 \text{ cm}$

Condition de rigidité :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4000 \text{ t/m}^3$

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 7.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 1.24 \text{ m} \Rightarrow h_t = 125 \text{ cm}$$

Conclusion:

$h_t = 125 \text{ cm} \Rightarrow$ hauteur des nervures

$h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ hauteur de la dalle.

Calcul de la surface minimale du radier:

$$ELU: \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{753944,12}{1.33 \times 220} = 2576.71 \text{ m}^2$$

$$ELS: S_{radier} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{549617,66}{1.33 \times 220} = 1878.39 \text{ m}^2$$

$$S_b = 4829.22 \text{ m}^2 \geq \text{Max}(S_{radier}^{ELU}, S_{radier}^{ELS})$$

Donc : $S_{radier} = 4829.22 \text{ m}^2$

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$$

Donc : $D = 50 \text{ cm}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S_D = D \times \text{Périmètre de bâtiment} = 0.50 \times (75 + 67.5 + 52.5 + 45 + 31.83)$$

$$S_D = 135.92 \text{ m}^2 \text{ donc } S' = S_D + S_b = 4829.22 + 135.92 = 4965.14 \text{ m}^2$$

Poids du radier

$$G = (4965.14 \times 1.25 \times 25) = 155160.63 \text{ KN}$$

Combinaison d'action

$$N_u = 753944,12 + 1.35 (155160.63) = 963410,971 \text{ KN}$$

$$N_s = 549617,66 + 155160.63 = 704778,29 \text{ KN}$$

Vérifications de radier :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : effort normal de calcul

h_t : hauteur de la nervure

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (125×125) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.25 + 1.25 = 2.5 \text{ m} \\ B = b + h_t \end{cases}$$

$$U_c = 2 \times (2.5 + 2.5) = 10 \text{ m}$$

$$N_u = 10265.10 \text{ KN} \leq 0.045 \times 10 \times 1.5 \times \frac{25}{1.5} = 11.25 \text{ MN} = 11250 \text{ KN} \dots (\text{C. Vérifiée})$$

Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \sigma_m = \frac{1}{4}(3\sigma_1 + \sigma_2) \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.Y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 2.2 = 292.6 \text{ KN}$$

Le centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}, \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = 28.75 \text{ m} \quad Y_G = 32.5 \text{ m}$$

Calcul des moments d'inerties du radier :

Notre radier se forme irrégulière donc Il doit être divisé en plusieurs formes régulières :

Sens x :

forme rectangulaire :

- $b = 67.5 \text{ m et } h = 52.5 \text{ m} \Rightarrow I_1 = \frac{b.h^3}{12} = 813955.08 \text{ m}^4$
- $b = 45 \text{ m et } h = 22.5 \text{ m} \Rightarrow I_2 = \frac{b.h^3}{12} = 42714.84 \text{ m}^4$

Forme triangulaire :

- $b = 22.5 \text{ m et } h = 22.5 \text{ m} \Rightarrow I_3 = \frac{b.h^3}{36} = 7119.14 \text{ m}^4$

$$I_x = I_1 + I_2 + I_3 = 813955.08 + 42714.84 + 7119.14 = 863789.06 \text{ m}^4$$

Sens y :

forme rectangulaire :

- $b = 52.5 \text{ m et } h = 67.5 \text{ m} \Rightarrow I_1 = \frac{b.h^3}{12} = 1345517.58 \text{ m}^4$
- $b = 22.5 \text{ m et } h = 45 \text{ m} \Rightarrow I_2 = \frac{b.h^3}{12} = 170859.38 \text{ m}^4$

Forme triangulaire :

- $b = 22.5 \text{ m et } h = 22.5 \text{ m} \Rightarrow I_3 = \frac{b.h^3}{36} = 7119.14 \text{ m}^4$

$$I_y = I_1 + I_2 + I_3 = 1345517.58 + 170859.38 + 7119.14 = 1537734.38 \text{ m}^4$$

	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$	$Srad \text{ (m}^2\text{)}$
Sens x	863789.06	829705,79	15021,93	4965.14
Sens y	1523496.10	829705,79	103561,16	4965.14

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\overline{\sigma}_{sol} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol}$
Sens x	167,66	166,55	125,47	292.6	C.Vérifiée
Sens y	169,04	165,17	125,81	292.6	C.Vérifiée

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times Srad \times \gamma_w \times Z$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN}/\text{m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure $z = 2.7 \text{ m}$

$$G = 963410,971 \text{ KN} > 1.5 \times 4965.14 \times 3 \times 10 = 2234331.3 \text{ KN}$$

C. Vérifiée \Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII.4. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

VIII.4. 1.Méthodes de calcul:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times qu \times lx^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{lx}{ly}$ et $\nu = 0$ (**coefficient de poisson**

A.2.1,3) Sauf cas particuliers (*), le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.

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.

VIII.4. 2.Calcul des sollicitations :

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau de (7.5 \times 7.5) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

E.L.U :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow \frac{963410,971}{4965.14} = 194.04 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\alpha = \frac{7.5}{7.5} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

A partir du tableau : de l'annexe E3 page:157

$$\mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 1$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times qu \times lx^2 \quad M_y = \mu_y \times M_x \quad M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \quad M_{ax} = 0.3 \times M_x \quad M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
403.85 KN	403.85 KN	343.27 KN	343.27 KN	121.16 KN	121.16 KN

Calcul des armatures:

- $\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha$
- $\sigma_b = 17.04 \text{ MPa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \phi \leq h/10 = 80/10 = 80 \text{ mm}$
- $d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 80 - 5 - \frac{8}{2} = 71 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 63 \text{ cm}$

Sens x :

Moment	$Mu(KN.m)$	μ	α	β	$\sigma_s (MPa)$	$A (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	343.27	0.048	0.061	0.98	348	14.18	5HA20 = 15.71cm ²
Appui	121.16	0.017	0.021	0.99	348	5.58	4HA14 = 6.16cm ²

Sens y :

Moment	$Mu(KN.m)$	μ	α	β	$\sigma_s (MPa)$	$A (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	343.27	0.048	0.060	0.98	348	15.97	5HA20 = 15.71cm ²
Appui	121.16	0.021	0.026	0.99	348	5.63	4HA14 = 6.16cm ²

Conditions de non fragilité

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens x :

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 71 \times \frac{2.4}{400} = 9.80 \text{ cm}^2$$

Sens y :

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.4}{400} = 8.69 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 80 = 8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{\min}, A_s)$

Sens x :

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	14.18	8	9.80	14.18
Appuis	5.58	8	9.80	9.80

Sens y :

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	15.97	8	8.69	15.97
Appuis	5.63	8	8.69	8.69

E.L.S :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow \frac{704778,29}{4965,14} = 141.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{7.5}{7.5} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

A partir du tableau : de l'annexe E3 page:157

$$\mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 1$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times qu \times lx^2 \quad M_y = \mu_y \times M_x \quad M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \quad M_{ax} = 0.3 \times M_x \quad M_{ay} = 0.3 \times M_x$$

M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
295.45 KN	295.45 KN	251.14 KN	251.14 KN	88.64 KN	88.64 KN

$$- A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 80 = 8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{\min}, A_s)$

Sens x :

	$A_{ser} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$
Travée	17.90	8.5	9.80	17.90
Appuis	5.85	8.5	9.80	9.80

Sens y :

	$A_{ser} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$
Travée	18.82	7.60	8.69	18.82
Appuis	6.59	7.60	8.69	8.69

Donc on adopte le A_{\max} a E.L.U et E.L.S :

Sens x :

	$A_{\max}^U (cm^2)$	$A_{\max}^{ser} (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	14.18	17.90	17.90	5HA20 = 15.71cm ²
Appuis	9.80	9.80	9.80	5HA16 = 10.05 cm ²

Sens y :

	$A_{\max}^U (cm^2)$	$A_{\max}^{ser} (cm^2)$	$A_{\max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	15.97	18.82	18.82	6HA20 = 18.85 cm ²
Appuis	8.69	8.69	8.69	6HA14 = 9.24 cm ²

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A. 5.1.1)p51$$

$$T_u = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{194.04 \times 7.5 \times 7.5}{2(7.5) + 7.5} = 485.51KN$$

$$\tau_u = \frac{485.51 \times 10^3}{1000 \times 750} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = \min(3 ; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3MPa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0,80 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = h - 5 = 0.75 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations :**I'ELU :**

$$M_u = qu \times \frac{l^2}{2} = 194.04 \times (0.8)^2 / 2 = 62.12 \text{ KN.m}$$

I'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \times l^2 / 2 = 141.96 \times (0.8)^2 / 2 = 45.42 \text{ KN.m}$$

Conditions de non fragilité

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)

- $A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A_s \geq 0,23 \times 100 \times 80 \times \frac{2.4}{400} = 10.35 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

- $A_{\min} \geq 0,001.b.h$
- $A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 75 = 7.5 \text{ cm}^2$
- Donc : $A = \max (A_u, A_{\min}, A_s)$

	M_{max}	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Section adoptée
ELU	62.12	0.0064	0.008	0.996	2.40	10.35	10.74	7HA14

- E.L.S :

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
0.008	62.12	45.42	1,37	25	0,485	<i>C. Vérifiée</i>

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$Vu = qu \times L \Rightarrow Vu = 194.04 \times 0.8 = 155.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{155.23 \times 10^3}{1000 \times 750} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1.5 \Rightarrow (C.V\acute{e}rifi\acute{e}e)$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII.5. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

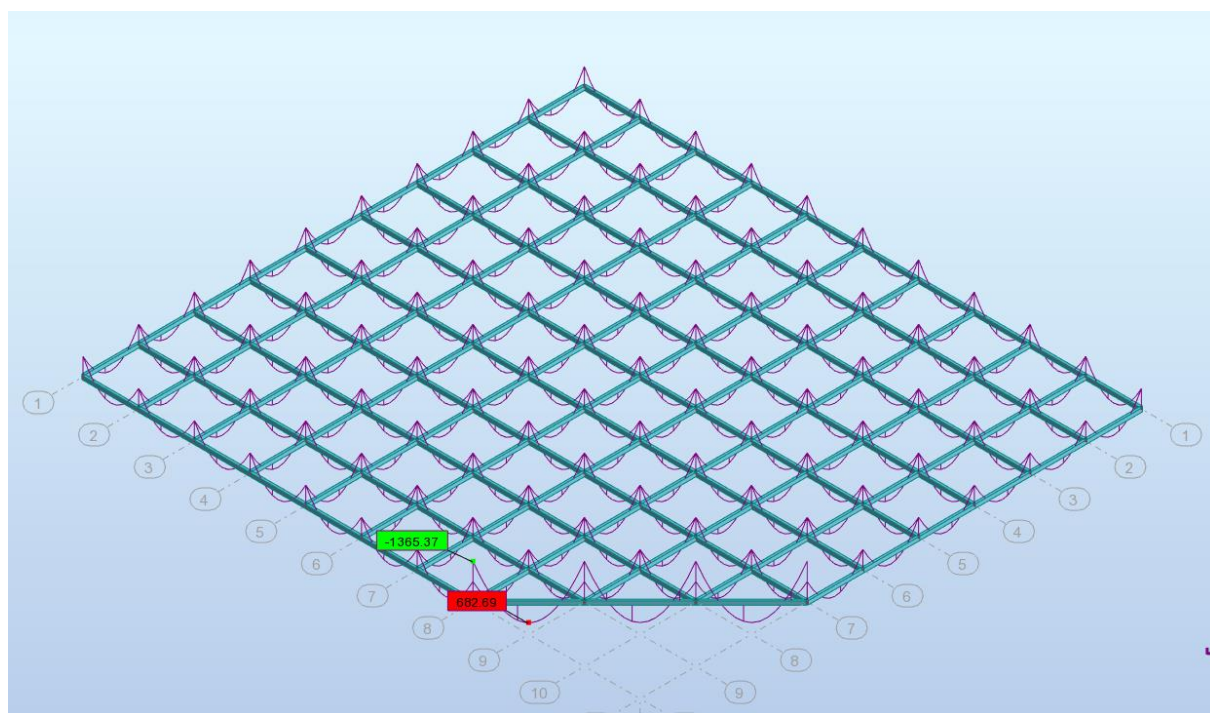
$$h = 125 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm} \quad d = 120 \text{ cm}$$

a- Calcul les charges revenant à la nervure

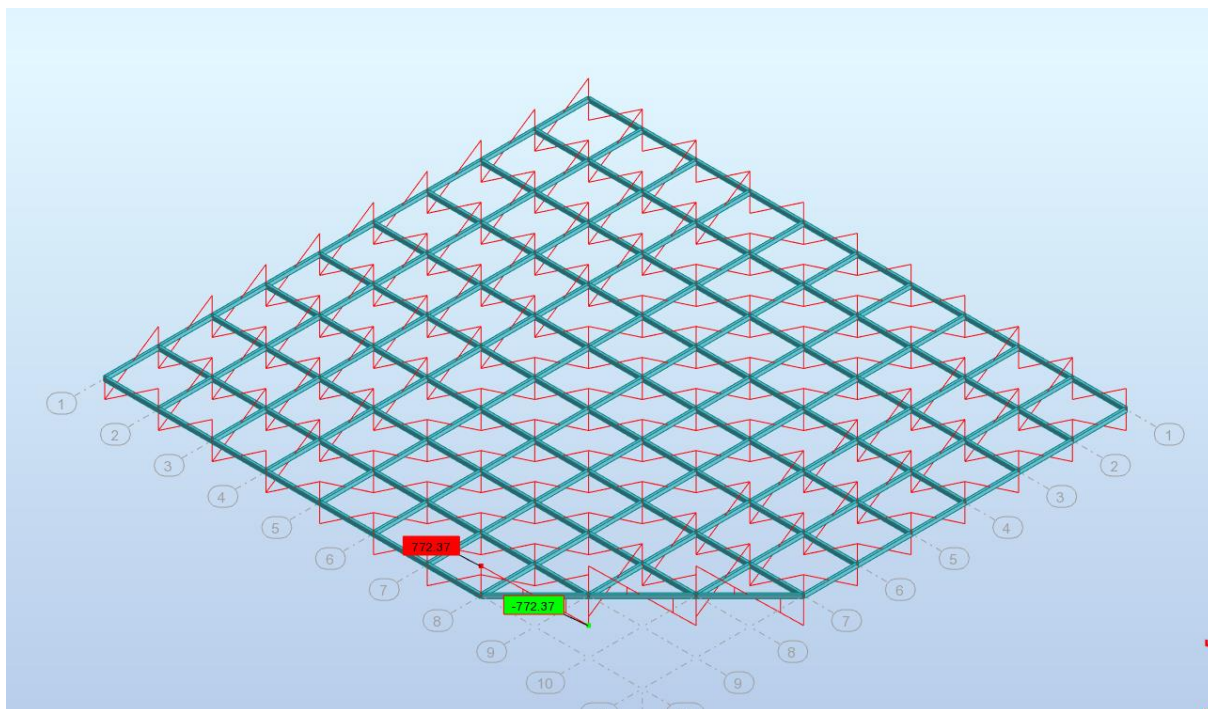
$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow \frac{963410,971}{4965.14} = 194.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \Rightarrow \frac{704778,29}{4965.14} = 141.96 \text{ KN/m}^2$$

Sollicitation des nervures (ELU) :

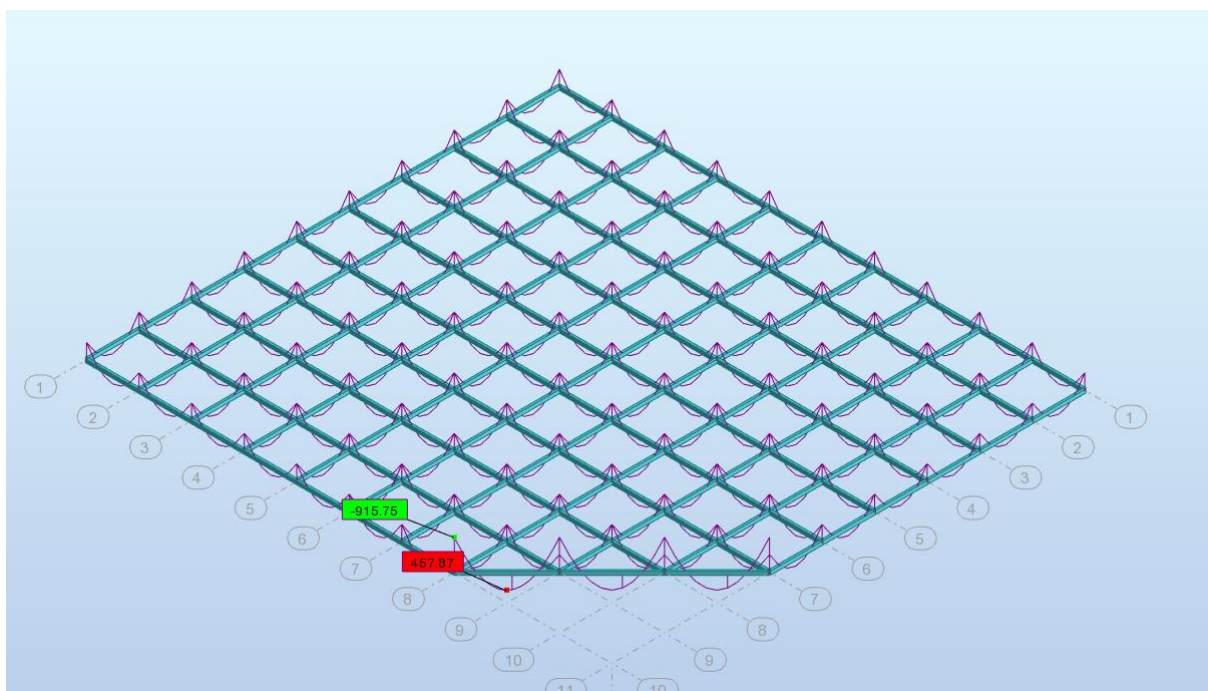


M (KN.M)

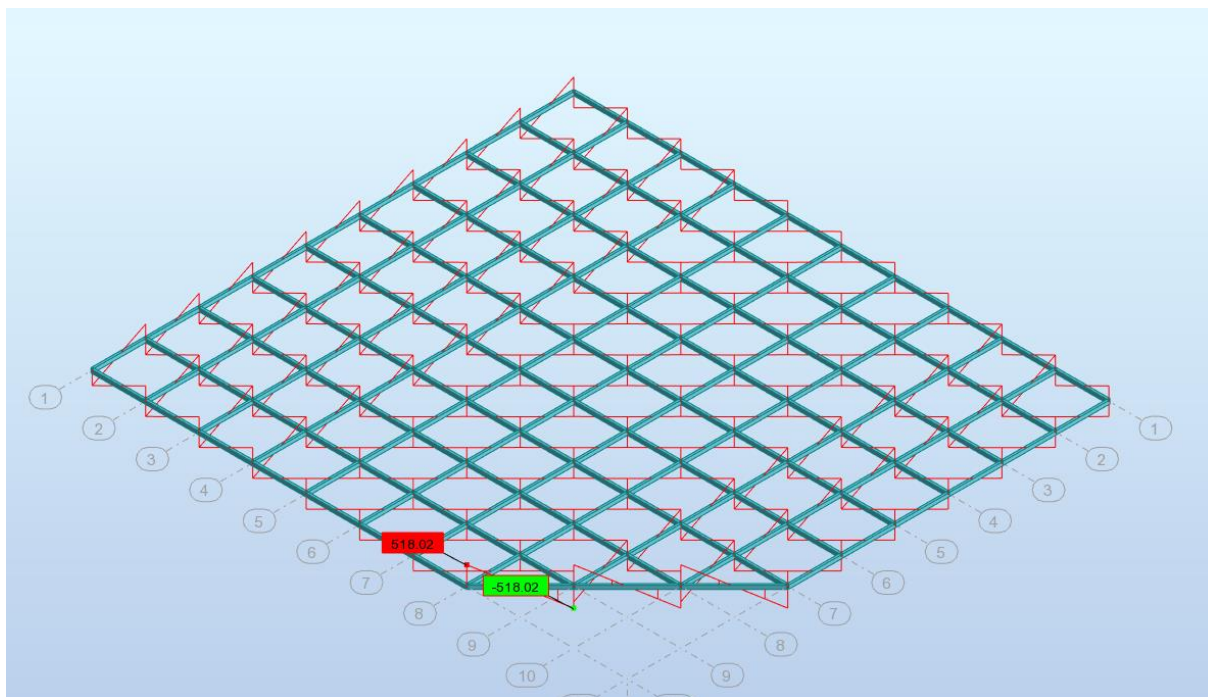


T(KN)

Sollicitation des nervures (ELS) :



M (KN.M)



T(KN)

	M_a KN.m	M_t KN.m
ELU	1365.37	682.69
ELS	915.75	457.87

Ferraillage de nervure a l'ELU:

	M^U_{max}	μ	α	β	A_s	A_{min}	A_{adp}
Appuis	1365.37	0.056	0.072	0.97	33.70	21.56	33.70
Travée	682.69	0.028	0.050	0.98	16.86	21.56	21.56

Ferraillage de nervure a l'ELS:

	M^{ser}_{max}	μ	α	β	A_s	A_{min}	A_{adp}
Appuis	915.75	0.035	0.022	0.99	35.76	21.56	35.76
Travée	457.87	0.018	0.011	0.99	17.88	21.56	21.56

Donc on adopte le Amax a E.L.U et E.L.S :

	$A_{max}^U (cm^2)$	$A_{max}^{ser} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Appuis	33.70	35.76	35.76	12HA20 = 37.70cm ²
Travée	21.56	21.56	21.56	12HA16 = 24.13 cm ²

Vérifications à l'ELU :

- **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{772.32 \times 10^3}{1000 \times 1200} = 0.64MPa$$

$$\tau_u = 0.51MPa < 4 MPa \dots \dots \dots C.Vérifiée$$

Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003.St.b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 120 = 7.2 cm^2$$

Nous prenons: $A_t = 5HA14 = 7.70 cm^2$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30cm \right) \Rightarrow \min (31.25 ; 84.53 ; 30cm) \Rightarrow S_t = 20cm$

- **En zone courante** $S'_t \leq \frac{\sigma}{2} = \frac{125}{2} = 62.5$

Nous prenons :

$S_t = 20 cm$ En zone nodale

$S_t = 25 cm$ En zone courante

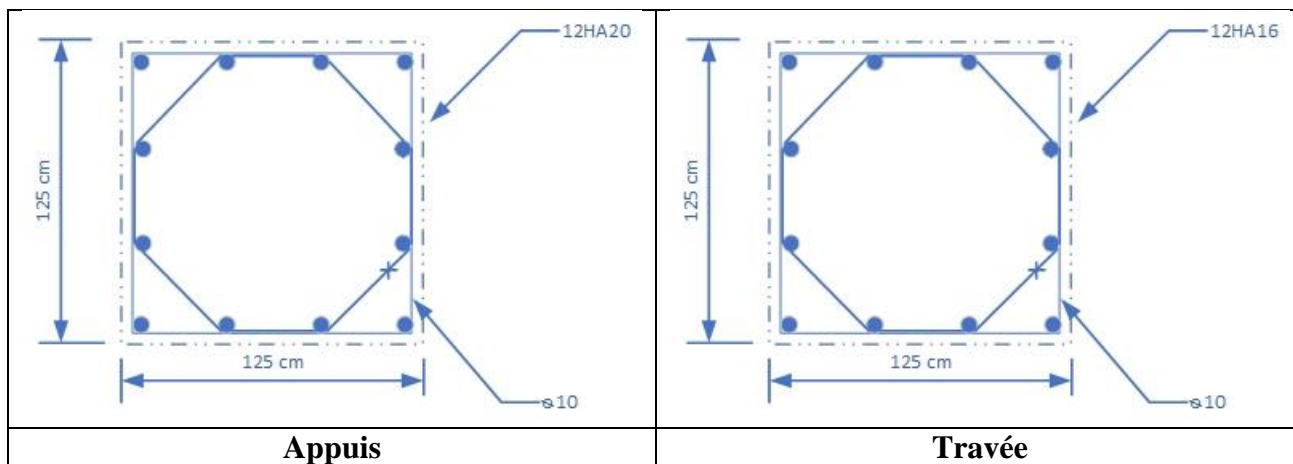


Fig. VIII.1.Ferrailage en travée et sur appuis de nervure

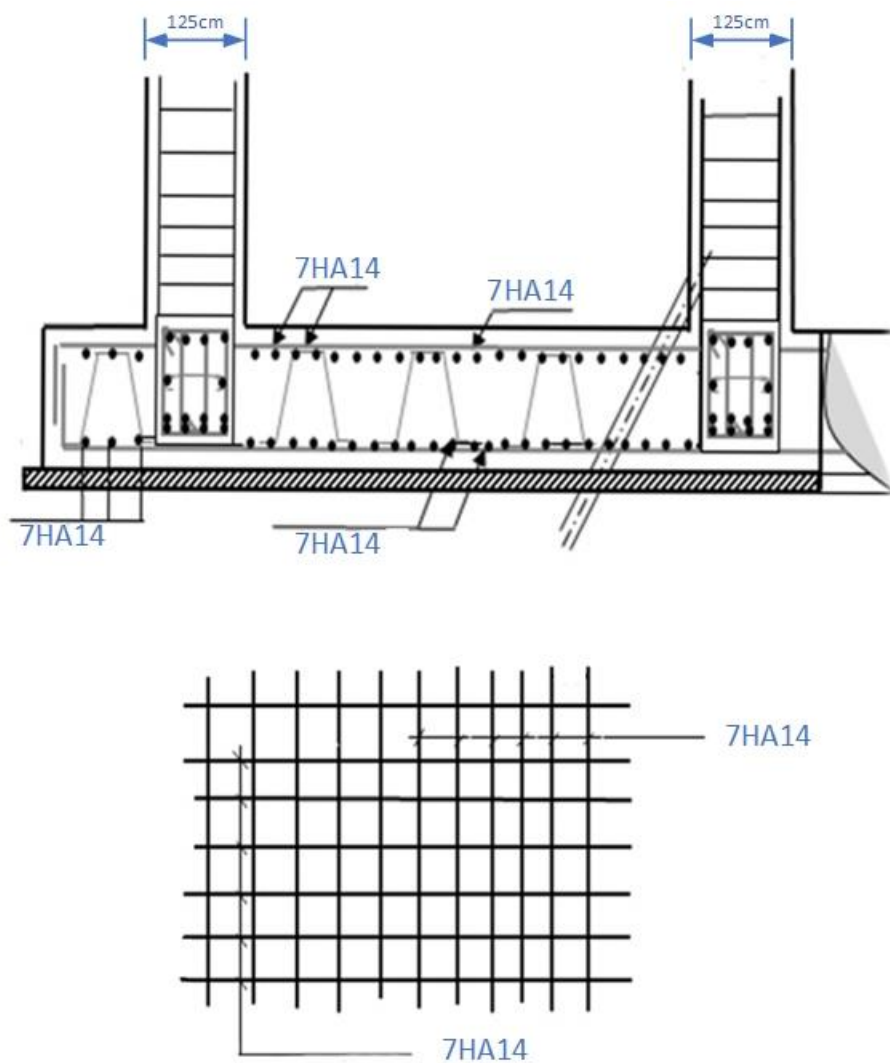


Fig. VIII.2.Ferrailage globale de radier

Conclusion

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- ✧ Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- ✧ La conception
- ✧ La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on à utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc.Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL91 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *Règlement neige et vent « R.N.V.1999 »*

Logiciels et programmes :

- *Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018. (Analyse des structures).*
- *AUTOCAD 2018. (Dessin).*
- *Visio 2019(Dessin).*
- *Word 2019. (Traitement du texte).*
- *Excel 2019.*