

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: structure

Thème :

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9) à
Contreventement mixte (portiques+voiles)**

• Etudiante :
SAIB SAHRA

• Encadreurs:
Mme. Belkacem Mounia

Promotion: 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté dans la wilaya Sétif. Cette région est classée en zone moyenne sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

- ✓ La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- ✓ La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcon).
- ✓ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2018 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- ✓ En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

- هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتكون من طابق ارضي + 9 طوابق. في ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة متوسطة زلزالية II a . رقم هندسة مقاومة الزلازل RPA99 version2003 .
- هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:
- ✓ الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض الخصائص المواد وحمولة كل عنصر.
 - ✓ الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.
 - ✓ الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.
 - ✓ الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)
- ❖ الكلمات المفتاحية: RPA99V2003العمارة، الخرسانة المسلحة، 99 BAEL91modifié ،

ROBO2014



Je dédie ce travail à :
Mon père et à ma mère
A mes frères
Aux amis ainsi qu'À tous
ce qui ont contribué de
près ou de loin dans la
réalisation de
ce mémoire.



Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur **Mme. Belkacem Mounia** ces précieux conseils et son aide durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de Près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Chapitre I : DEFINITIONS ET GENERALITES	
1. Présentation du projet	1
2. Présentation de L'ouvrage	1
3. Action et sollicitation	2
4. Les actions et sollicitations	7
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	
1. pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage :	9
1.1. les planchers	9
1.2. L'ACROTÈRE	10
1.3. BALCON	11
1.4. Les escaliers	11
2. Pré-dimensionnement des éléments principaux :	12
2. 1. Les Poutres	12
2.2. Les Poteau	13
2.3. Les voiles	14
3. Charges Permanentes et Surcharges d'exploitation	15
3.1. Descente des charges sur le poteau	20
Chapitre III: Etude des éléments secondaire	
1. Etude de Plancher	29
2. Etude de l'acrotère	41
3. calcul de l'escalier	45
4. Balcon	58
Chapitre IV : Etude Dynamique	
1. Etude au vent	63
1.1. Introduction	63
1.2. Application du R N V 99	63
1.3. Détermination de la pression due au vent	68
1.4. Calcul des forces de frottement	69
1.5. Détermination de la Force résultants	69
1.6. Conclusion	70

2. Etude Sismique :	71
2.1. Introduction	71
2.2. Méthode de calcul : RPA99(Art.4.1.1)	71
2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / V 2003	72
2.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3)	72
2.5. Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT	76
2.6. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente	81
2.7. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	83
2.8. Vérification des déplacements	85
2.9. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ	86
2.10. Vérification au Renversement	87
2.11. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure	89
2.12. Conclusion	91
Chapitre V:Etude des éléments structuraux	
1. Ferrailage des éléments porteurs	92
2. Combinaisons d'actions	92
3. Etude des poutres	93
4. Etude Poteaux	100
5. Ferrailage des voiles	111
Chapitre VI: Étude De L'infrastructure	
1. Définition	120
2. Etude de sol	120
3. Etude des fondations	120
4. Calcul le Radier	122
5. Ferrailage du radier	127
6. Etude de débord du radier	131
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

Liste des figures :

Figure I.01 : Diagramme de déformation de la contrainte du béton.....	5
Figure I.02 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	5
Figure I.03 : Diagramme Contrainte – déformation d'acier.....	5
Figure I.04 : Diagramme Déformation Contrainte d'acier.....	6
Figure II.01 : Plancher à corps creux.....	9
Figure II.02 : schéma des poutrelles.....	10
Figure II.03 : L'acrotère.....	10
Figure II.04 : escaliers.....	12
Figure II.5 : Poutre principale.....	13
Figure II.6 : Poutre secondaire.....	13
Figure II.07 : Coupe A-A' de section de poteau.....	14
Figure II.08 : Section de poteau (40x50) cm ²	14
Figure II.9 : coupe verticale d'un voile.....	15
Figure II.10 : A. Planche terrasse.....	16
Figure II.11 : A. Planché étage courant.....	17
Figure II.12 : Paillasse.....	18
Figure II.13 : Palier.....	18
Figure II.14 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	19
Figure II.15 : coupe vertical de poteau central.....	21
Figure II.16 : Coupe A-A' de section de poteau.....	21
Figure II.16 : Poteau angle D-5.....	25
Figure III.1.1 . Les type des planchers.....	29
Figure III.1.2 : diagramme de moment (type1).....	30
Figure III.1.3 : diagramme de moment (type2).....	30
Figure III.1.4 : diagramme de moment (type3).....	30
Figure III.1.5 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher TerrasseType1.....	32
Figure III.1.6 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher Terrasse(Type1).....	33
Figure III.1.7 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de Plancher Terrassé(Type2).....	33
Figure III.1.8 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de Plancher Terrassé(Type3).....	34
Figure III.1.9 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (Type 1).....	35
Figure III.1.10 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (Type1).....	36
Figure III.1.11 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de Plancher étage(Type2).....	36
Figure III.1.12 .Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher étage (Type3).....	37
Figure III.1.13 .Ferrailage de planchers.....	41
Figure III.2.1 .schéma statique.....	42
Figure III.2.2 . Section à ferrailer.....	43
Figure III.2.3 .Schéma ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.3.1 . Dessin en élévation de l'escalier.....	46
Figure III.3.2 . Vue en plan de l'escalier.....	46

Figure.III.3.3. schéma statique de volée.....	47
Figure.III.3.4. Diagramme de moment et l'effort tranchant.....	47
Figure.III.3.5. schéma de ferrailage d'escalier.....	52
Figure.III.3.6. Schéma statique de la poutre palière.....	53
Figure. III.3.7. Diagramme de moment(KN.m) de poutre palier.....	54
Figure.III.3.8. schéma de poutre à la torsion.....	56
Figure.III.3.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	58
Figure.III.4.1. schéma statique.....	58
Figure.III.4.2. section ferrailé.....	61
Figure.III.4.3. ferrailé de la console de Terrassé.....	62
Figure.III.4.4. ferrailé de la console de étage.....	62
Figure. IV.1.1. Action du vent.....	63
Figure. IV.1.2. répartition des coefficients de pression (paroi verticale).....	65
Figure. IV.1.3. les coefficients de pression externe (selon le sens X).....	66
Figure. IV.1.4. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).....	66
Figure. IV.1.5. légende pour les toitures plates.....	67
Figure. IV.2.1. Courbe de spectre de réponse.....	73
Figure. IV.2.2. Modèle initiale.....	77
Figure. IV.2.3. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=1.43s).....	78
Figure. IV.2.4. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=1.04s).....	78
Figure. IV.2.5. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0.94s).....	78
Figure Fig. IV.2.6. Modèle final.....	79
Figure. IV.2.7. Premier mode de vibration. Vie 3D ET vie en plan (T1=0.74s).....	80
Figure IV.2.8. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T2=0.68s).....	80
Figure. IV.2.9. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T3=0.43s).....	80
Figure. IV. 2.10. Effort tranchant et force sismique par niveau [t] (sens x-x).....	80
Figure. IV.2.12. Notion des effets du second ordre.....	87
Figure. V.1. Ferrailage des poutres principales.....	100
Figure. V.2. Ferrailage des poutres secondaire.....	100
Figure. V.3. section de poteau.....	180
Figure. V.4. Ferrailage du poteau.....	111
Figure. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	112
Figure. V.6. ferrailage des voiles.....	119
Figure.VI.1. schéma de radier.....	127
Figure.VI.2. schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	132
Figure.VI.3. sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).....	133
Figure.VI.4. sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).....	134
Figure.VI.5. sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).....	135
Figure.VI.6. sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).....	135
Figure.VI.7. ferrailage globale de radier.....	137
Figure.VI.8. Ferrailage sur appui de nervure.....	138
Figure.VI.9. ferrailage en travée de nervure.....	138

Liste des tableaux :

Tableau. II.1. Dimensions des éléments.....	15
Tableau. II.2. Charge d'Acrotère.....	16
Tableau. II.3. Charge de Plancher terrasse.....	16
Tableau .II.4.Charge de Plancher étage courant.....	17
Tableau. II.5. Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.....	17
Tableau .II.6. Charge permanente et Surcharge de Balcon étage courant.....	18
Tableau .II.7.Charge de Paillasse.....	19
Tableau .II.9. Charge permanente et Surcharge de Murs intérieur.....	19
Tableau .II.10 .Charge permanente du mur double cloison.....	19
Tableau .II.10. Dimensions des éléments.....	20
Tableau. II.11. De descente des charges poteau intermédiaire.....	24
Tableau .II.12 . De descente des charges poteau angle.....	27
Tableau. III.1.1.Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS.....	31
Tableau. III.1.2. Calcul de plancher terrasse L'ELU.....	31
Tableau. III.1.3. : calcul de plancher terrasse L'ELS.....	32
Tableau. III.1.4.calcul de plancher étage courant L'ELU.....	35
Tableau. III.1.5.calcul de plancher étage courant L'ELS.....	35
Tableau.III.3.1. Combinaison des charges.....	46
Tableau.III.3.2.Moments et Effort Tranchants	47
Tableau.III.3.3 .Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	48
Tableau.III.3.4 .calcul de la section des armatures.....	48
Tableau.III.3.5 .vérification de la contrainte.....	48
Tableau.III.3.6 .Armatures de Longitudinales.....	49
Tableau.III.3.7 .Armatures de répartitions.....	49
Tableau.III.3.8.Moments et Effort Tranchants.....	54
Tableau.III.3.9.armatures longitudinales.....	54
Tableau.III.3.10. Vérification de la contrainte.....	54
Tableau.III.3.11. Armatures Longitudinale choisi.....	55
Tableau.III.4.1.sollicitations.....	59
Tableau.III.4.2.les combinaisons.....	59
Tableau. IV.1.1.Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	65
Tableau. IV.1.2 .les coefficients de pression externe (selon le sens X).....	65
Tableau. IV.1.3. les coefficients de pression externe (selon le sens Y).....	66
Tableau. IV.1.5. les coefficients de pression externe de la toiture.....	67
Tableau .IV.1.6.Détermination du coefficient de pression de vent C_p	68
Tableau .IV.1.7. Présentant les résultats.....	69
Tableau IV.2.1. Paramètres sismiques.....	76
Tableau. IV.2 .2. Les résultats des forces sismiques.....	83
Tableau. IV.2.4. Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX)....	85
Tableau. IV.2.5. Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).....	86
Tableau. IV.2.6.Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.....	87
Tableau. IV.2.7. Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.....	87
Tableau. IV.2.9. Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.	89
Tableau. IV.2.10. Caractéristiques Massique de la Structure.....	91
Tableau. IV.2.11.L'excentricité Accidentelle des Etages.....	91
Tableau. V.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	92
Tableau. V.2 .Tableau Récapitulatif Poutre principal.....	95
Tableau. V.3.Tableau Récapitulatif poutre secondaire.....	98
Tableau. V.4.Les résultats des ferrailages des poutres.....	100
Tableau. V.5.Les choisit des sections.....	107

Tableau .V.6. Armatures Des Poteaux.....	111
Tableau .VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	127

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
B_r : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
C_r : charge de rupture
C_{rn} : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : moment fléchissant de la gauche
M_x : moment fléchissant du sens x-x
M_y : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
N_e : effort normal au centre de la section
N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne

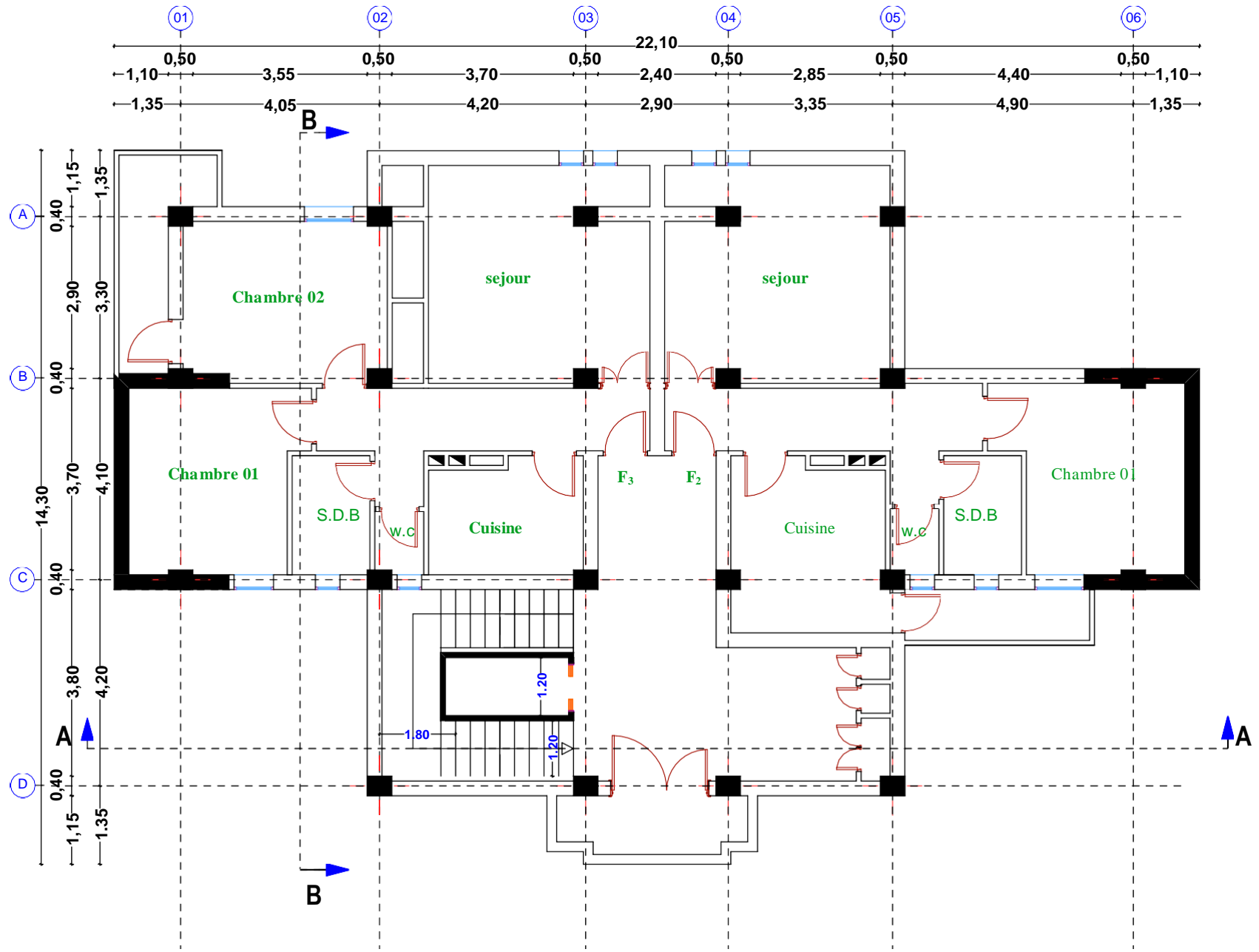
h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_1 : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : Contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction générale

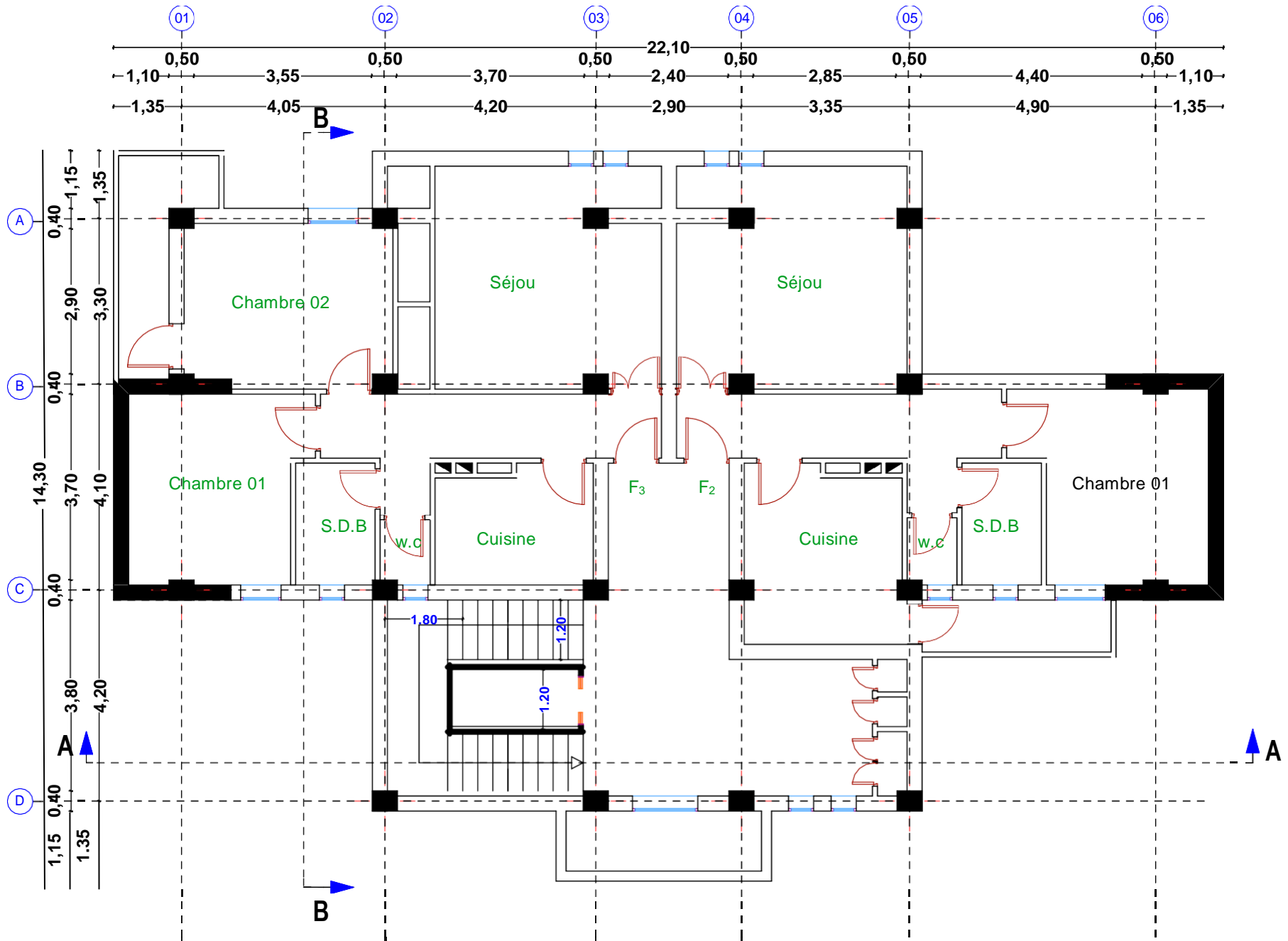
Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, on prendra comme considération la durabilité et la sécurité de la structure.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC+9étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

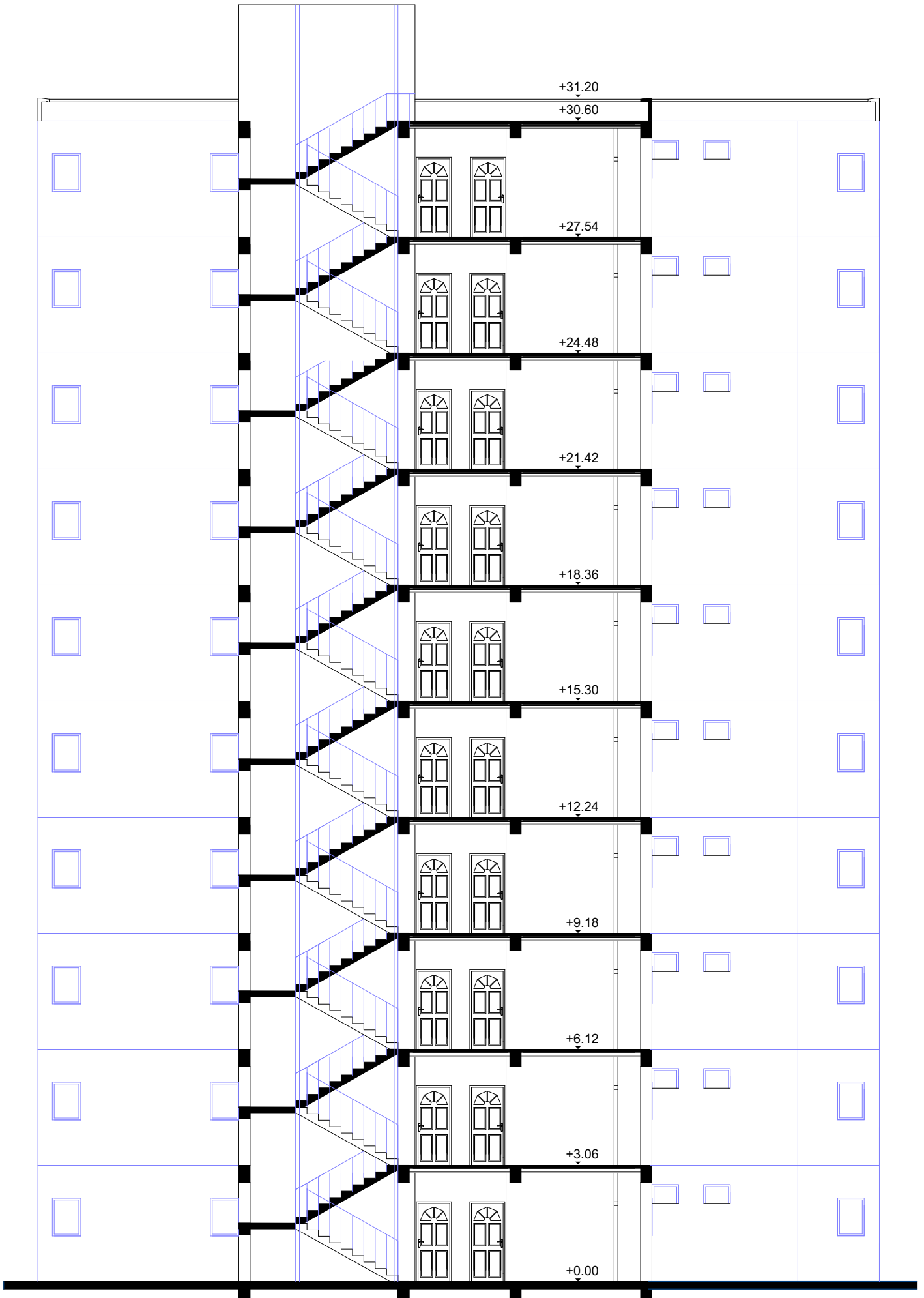
Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) et les règles Parasismiques algériennes R.P.A 99(03) sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.



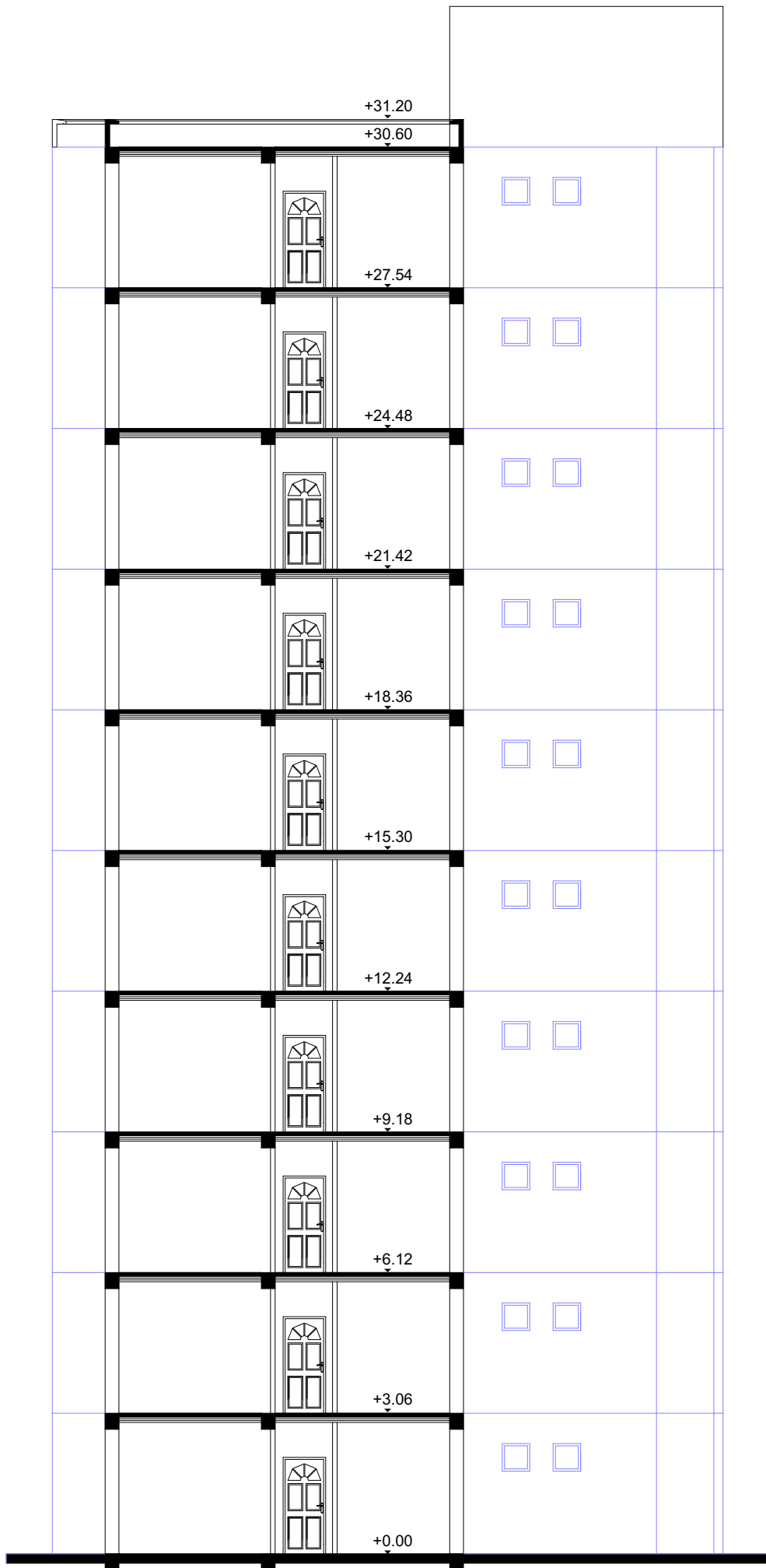
PLAN RDC ECH/1/100



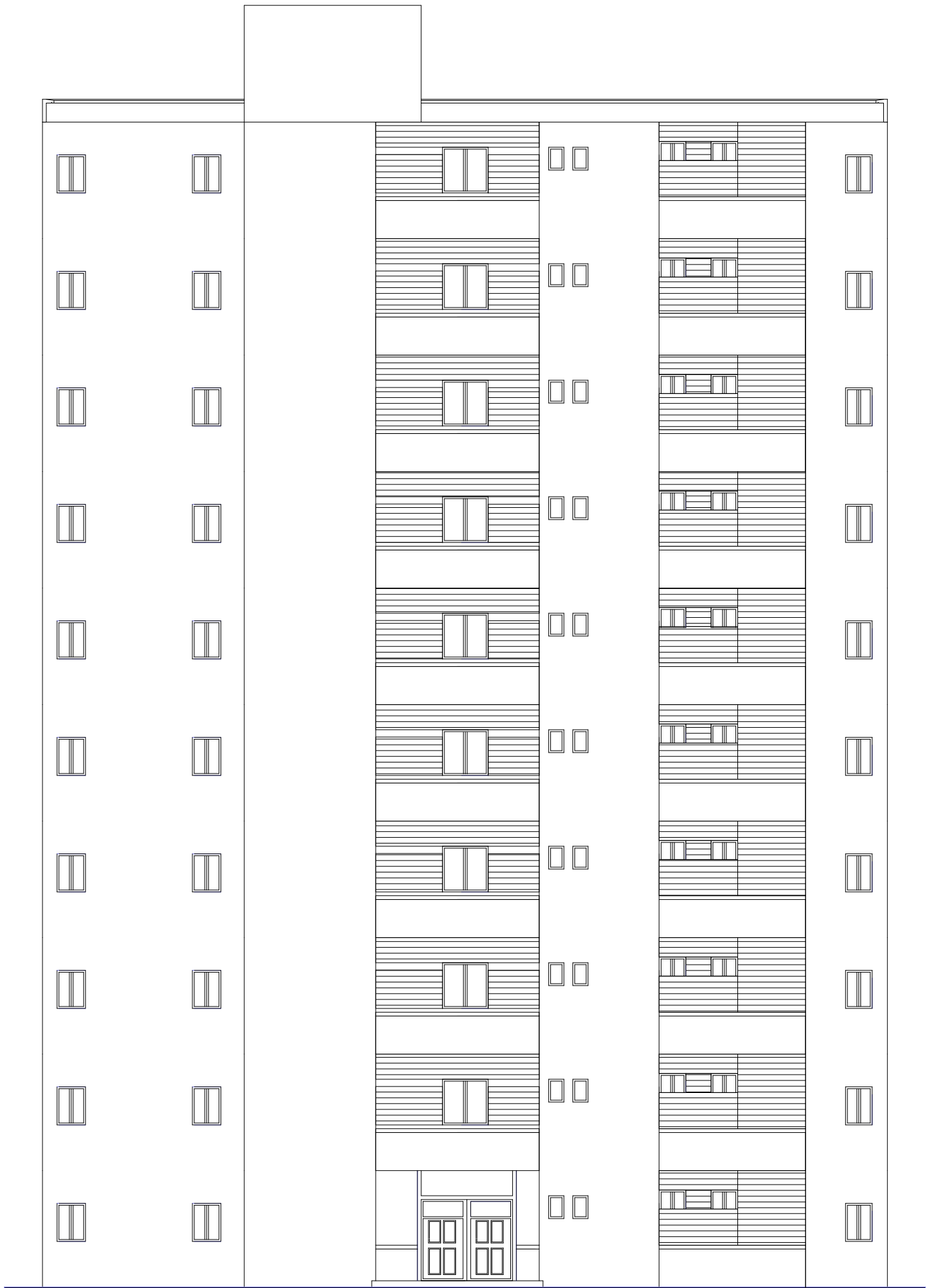
PLAN ETAGE COURANTS CH/1/100



COUPE A-A ECH / 1/100



COUPE B-B ECH / 1/100



Façade PRINCIPALE ECH / 1/100

CHAPITRE I

I. 1. Présentation du projet :

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

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

I. 2. Présentation de L'ouvrage:

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+9** à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **SETIF** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

➤ Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

Longueur	22.10 m
Largeur	14 .30m
Hauteur RDC	3.06 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur total du bâtiment avec l'acrotère	31.20m

I. 3. Action et sollicitation :

a) **Les planchers** : ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Dans notre projet, les planchers utilisés sont de cors creux.

b) **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

c) **Les escaliers** : ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

d) **Les balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

e) **La maçonnerie** : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- ✚ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✚ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

f) Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

g) Poutres

- ✚ Les poutres transversales (principales).
- ✚ Les poutres longitudinales (secondaires).

➤ **Hypothèse de calcul :**

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

➤ **Règles de calcul :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.3.1. Caractéristiques mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

- **Béton** : Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

***Composition du béton :**

La composition courante de $1m^3$ de béton est :

- 350 kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS pour l'infrastructure.
- 400L de sable $D_g \leq 5mm$.
- 800L de gravillon 3/8et15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

I.3.1.A-Résistance du béton :

➤ **Résistance caractéristique en compression f_{c28} BAEL 91 (artA2.1.11) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$:**BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$:**BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

-Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25Mpa$.

➤ **Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : BAEL91 (Article A.2.1, 12)**

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} ; \quad f_{c28} = 25Mpa, \text{ on trouve } f_{tj} = 2.1MPa$$

I.3.1.B - Déformation de béton :

➤ **Déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1, 2)**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

❖ Déformations instantanées « E_{ij} » : **BAEL91 (A.2.1, 21)**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{i28} = 11000^3 \sqrt{F_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

❖ Déformations différées « E_{vj} » **BAEL91 (A.2.1, 22)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à:

$$E_{v28} = 3700^3 \sqrt{F_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I.3.1.C- Coefficient de poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

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

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (pour le béton non fissuré).

I.3.1.D - Diagramme de déformation de la contrainte du béton :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) : BAEL91 (Art. A.4.3, 41)**

Pour vérification à l'ELU on doit utiliser pour le béton un diagramme de parabole-rectangle, et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. la contrainte limite du béton en compression est: $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$

Ou :

➤ Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

$$\theta = 1 \quad t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \quad 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \quad t < 1h$$

➤ le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

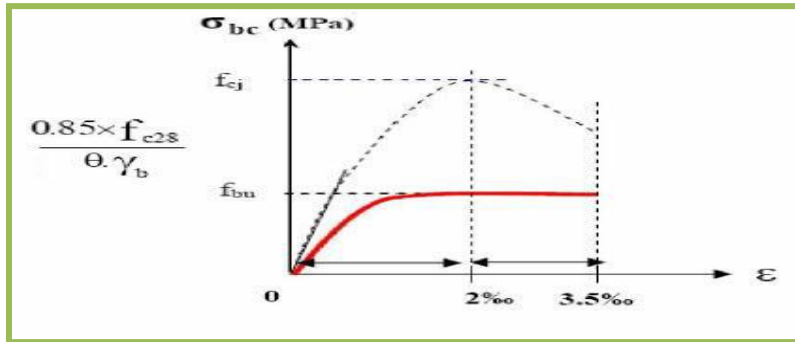


Fig. I.01. Diagramme de déformation de la contrainte du béton.

✓ **Etat limite de service (E.L.S):**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_b^- = 0.6 f_{c28}$; $f_{c28}=25MPa \Rightarrow \sigma_b^- = 15MPa$

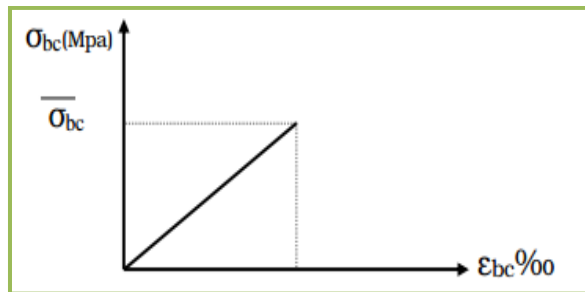


Fig. I.02. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

I.3.2. Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion, Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont:

*les barres à haute adhérences (HA), de nuance FeE400.

*les ronds lisses, de nuance FeE235.

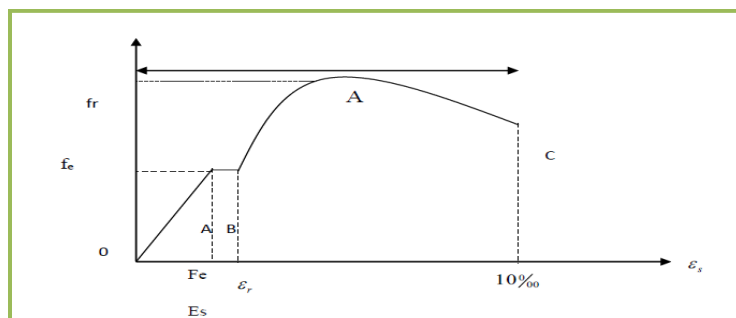


Fig. I.03. Diagramme Contrainte – déformation d'acier

La droite OA est le domaine élastique avec : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

E : Le module de Young = 200 000MPa

ε : La Déformation.

La droite AB est le palier de ductilité, dans ce domaine l'effort de traction égal à F_e .

✚ Diagramme de déformations contraintes :

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situations accidentelles} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

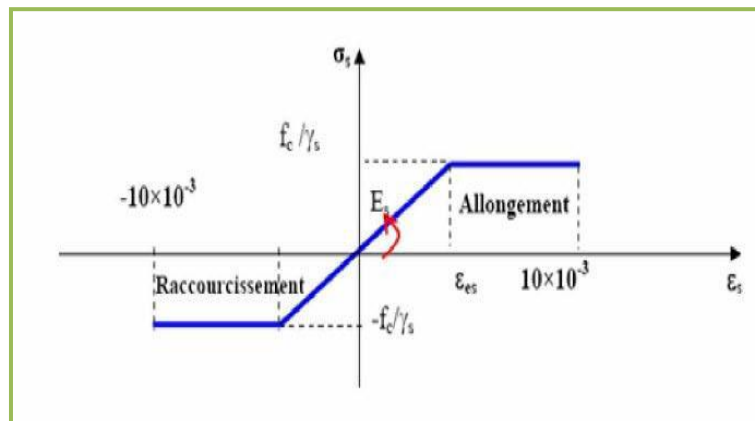


Fig. I.04. Diagramme Déformation Contrainte d'acier

❖ Vérification des armatures à l'état limite de service :

- En fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj} \eta} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(1/2f_e ; 90 \sqrt{f_{tj}\eta} \right) = 164.97 \text{MPa}$$

Avec : - η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

I.4. Les actions et sollicitations :

I.4.1. Les actions :

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

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions

a) Les actions permanentes (G) :

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

- ✓ Poids propres des éléments de construction.
- ✓ Le poids de revêtement et cloisons.
- ✓ Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

b) Les actions variables (Q) :

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

- ✓ Surcharge d'exploitation.
- ✓ Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- ✓ Charges climatiques (vent).
- ✓ Actions de températures, du retrait...etc.

c) Les actions accidentelles (E) :

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

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.

- ✓ Explosion.
- ✓ Vent.

I.4.2. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action : selon RPA99** (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$$

CHAPITRE II

II.1.pré-dimensionnement des éléments de l’ouvrage :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99 (v 2003), (BAEL 91) et du DTR B.C.22

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations.

II.1.1.les planchers :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

Selon le **CBA93**, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d’appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = (L_x^{max}, L_y^{max})$$

$$L = \min (490, 420) \longrightarrow L = 420\text{cm}$$

$$ht \geq \frac{420}{22.5} = 18.67\text{cm.} \longrightarrow ht = 20\text{ cm}$$

Donc on choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

ht = 16 cm Corps creux.

h₀ = 4 cm Dalle de compression.

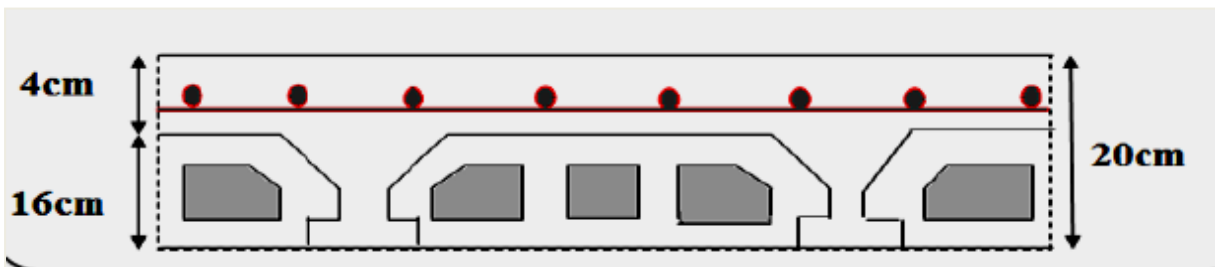


Fig. II.01. Plancher à corps creux.

⊗ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

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

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht$

$$6\text{ cm} \leq b_0 \leq 12\text{ cm}, \text{ On prend : } b_0 = 10\text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{l_0}{2}, \frac{l}{10} \right)$$

$$L = 420\text{ cm}$$

L_0 : La distance entre nus de deux nervures = $b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

Donc, $b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{420}{10}\right) = \min(27.5, 42) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$\Rightarrow b = 10 + (2 \times 27.5) \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

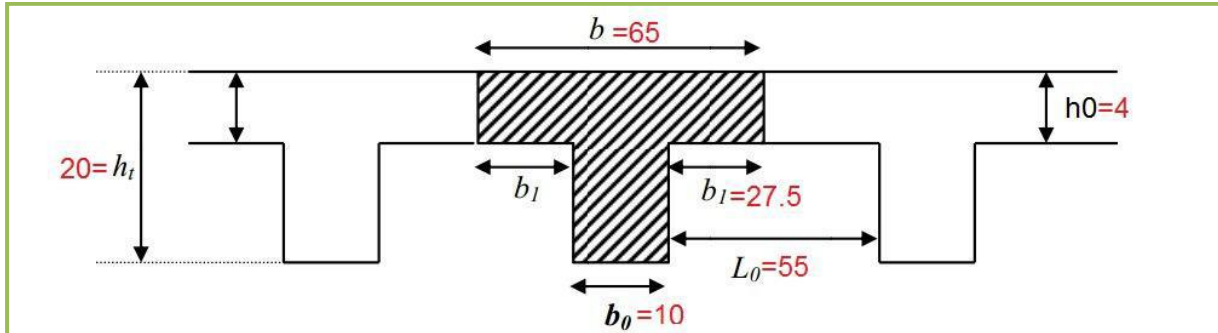


Fig. II.02. schéma des poutrelles.

II.1.2.L'ACROTÈRE :

C'est un élément en béton armé ,encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour role d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse,ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

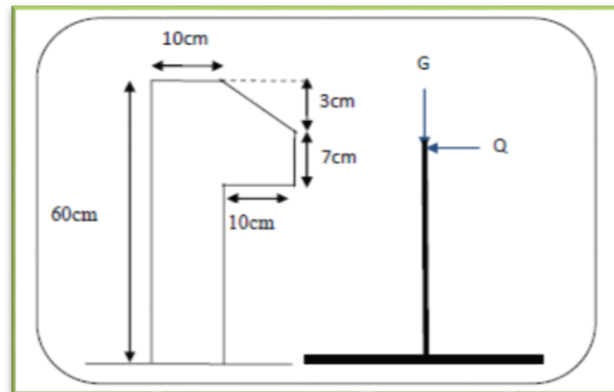


Fig.II.03. L'acrotère.

☒ Dimensionnement :

$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$

✓ Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire $G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire $G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ daN/ml}$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml}$

G = 183.25 daN/ml

✓ Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale solliciter l'acrotère due à la main courante est 100 daN/m.

$Q \times 1m = 100 \text{ daN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible)

II.1.3.BALCON:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est

conditionnée par : $\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7$ on a : $L = 1.35m$

$9 \leq e \leq 13.75 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 13cm.

II.1.4.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

Dimensionnement :

➤ La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

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

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

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

$g = 30 \text{ cm}$

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 < 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 66 \text{ (c.v)}$$

➤ Nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{3.06}{17} = 18 \longrightarrow \text{Pour deux volées } n = 18 \longrightarrow \text{Pour une volée } n = 9$$

➤ Emmarchement : $E > 90 \text{ cm}$ pour un escalier de bâtiment d'habitation

$$E = 120 \text{ cm} > 90 \text{ cm}$$

➤ Longueur de la volée

$$L = (n - 1)g = (9 - 1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

➤ Inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \left(\frac{H}{L} \right) = \left(\frac{153}{240} \right) = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

H:hauteur d'étage = 3.06m \longrightarrow H/2 = 1.53m.

L:Longueur de la volée =2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52} = 2.85m$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right)L$$

$$L=285+180=465cm$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) 465 = (15.2 \div 23.25) \quad \text{Soit } e=16cm$$

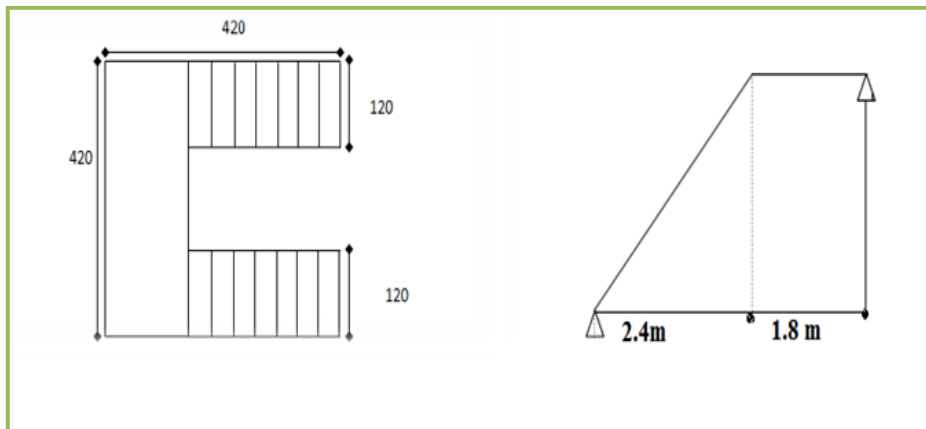


Fig.II.04. escaliers

II.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

II.2. 1.Les Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91**et vérifié selon le RPA99-2003.

II.2. 1.1.Poutre principale [p.p]:

✓ **Condition du porté (BAEL91) :**

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right] L_{max}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales $L_{max} = 4.90m$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right] 490 \longrightarrow h = (32.67 \div 49)cm$$

✚ On prend: $h = 45 cm$

✚ On prend: $b = 30cm$

✓ Condition du RPA 99(**art.7.5.1**): Zone sismique IIa:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées,

On prend une section de poutre longitudinale

(PP) égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

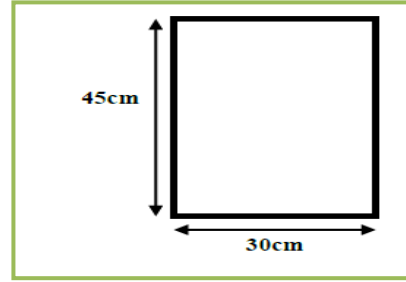


Fig.II.05. Poutre principale

II.2. 1.2.Poutres secondaires [P.S]:

✓ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 4.20 \text{ m} ; h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 420 = [28 \div 42] \text{ cm}$$

✚ On prend: $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ Condition du RPA 99(art.7.5.1): Zone sismique IIa

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées,

On prend une section de poutre transversales

(PS) égale à $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

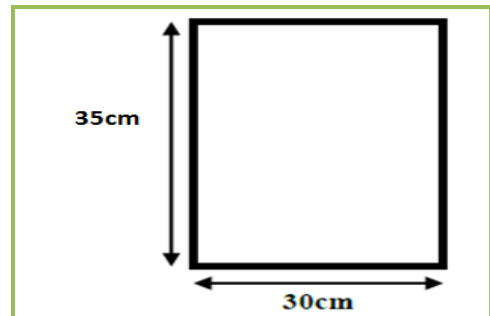


Fig.II.06.Poutre secondaire

II.2.2. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 ,en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA99 (version2003).

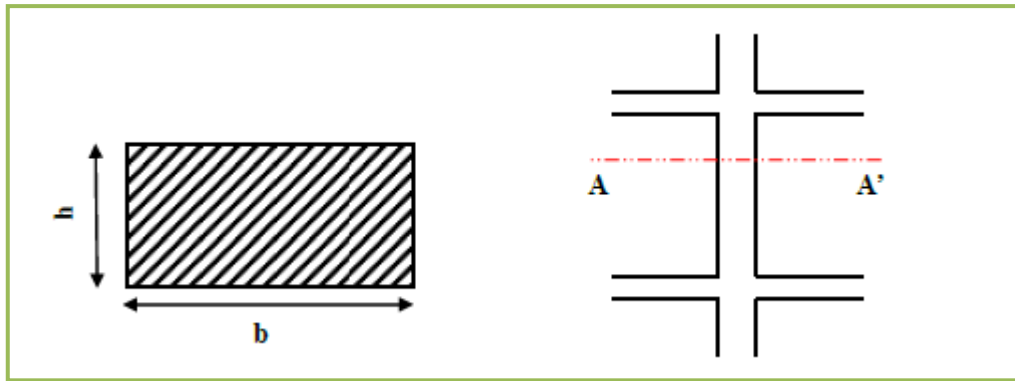


Fig. II.07. Coupe A-A' de section de poteau.

➤ Pour le niveau RDC jusqu'à 9 étage, soit $b=40\text{cm}$ et $h=50\text{cm}$

• Selon les règles (RPA99/v.2003) :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ c. v
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 40\text{cm} > 15.3\text{cm}$ c. v
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4$ c. v

- Tout les conditions sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions $(50 \times 40)\text{cm}^2$.

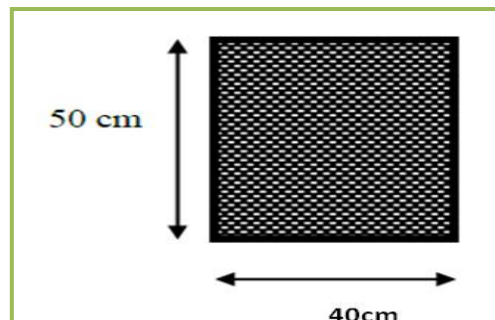


Fig. II.08. Section de poteau $(40 \times 50)\text{cm}^2$

II.2.3. Les voiles:

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m.}$$

$$h \geq \max\left[\frac{h}{20}; 15\right] \text{ RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$h \geq \max \left[\frac{261}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max[13.05 ; 15] \Rightarrow \text{Soit } a = 15\text{cm}$$

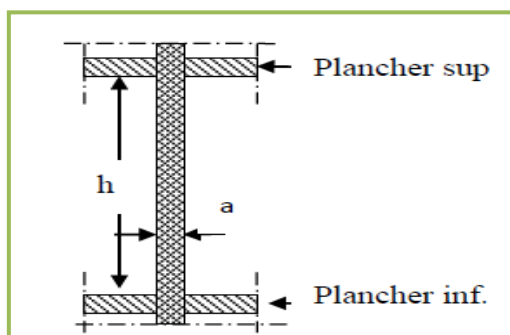


Fig.II.09. coupe verticale d'un voile.

✚ Dimensions des éléments :

ELEMENTS	Section (cm ²)
	tous les étages
Les planchers	16+4
Poutres principale [P.P]	45 x 30
Poutres secondaires [P.S]	30 x 35
Poteaux	40x 50
Voile	20 cm

Tableau.II.1.: Dimensions des éléments .

II. 3. Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation:

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut, et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

☒ **Rôle de descente de charge :**

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

☒ **Evaluation des charges appliquées :**

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit.

✚ Les charges :

1) .L'acrotère :

Elément	Charges G (kn/m ²)	Charges Q (kn/m ²)
Acrotère	1.83	1

Tab.II.2. Charge deAcrotère

2) .Plancher

A. Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente: D'après DTR BC 2.2 page 33 ; 34 ; 35;38 ;39

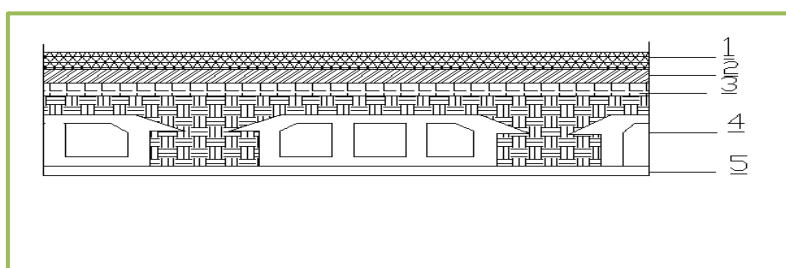


Fig II.10.A.Planché terrasse.

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges(kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,05	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0,20	-	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanente G				6.33
Charges exploitation Q				1

Tab.II.3 . Charge dePlancher terrasse.

B. Plancher courant à usage d'habitation :

Charge permanente: D'après DTR BC 2.2 page 33 ; 34 ; 35;38 ;39

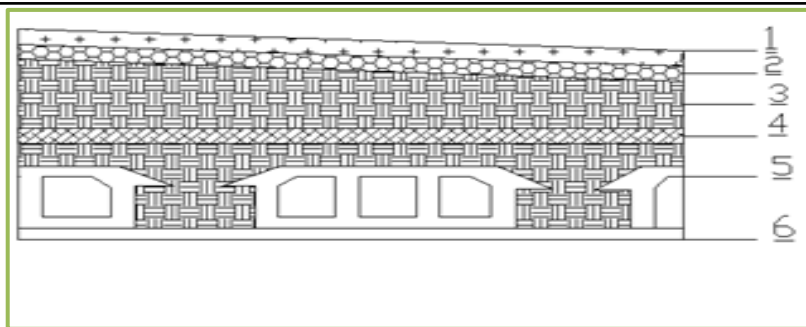


Fig.II.11.A. Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher courp creux	-	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison intérieur	0,10	10	1
Charge permanente			G	5.20 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tab.II.4. Charge de Plancher étage courant.

C. Balcon

- dalle pleine :

1. Balcon terrasse :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.13	25	3.25
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5.19 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m²)

Tab.II.5. Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.

2. Balcon étage courant :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher dalle pleine	0.13	25	3.25
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G				4.81 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				3.5 (KN/m²)

Tab.II.6. Charge permanente et Surcharge de Balcon étage courant.

3) L'escalier :

3)1. Paillasse :

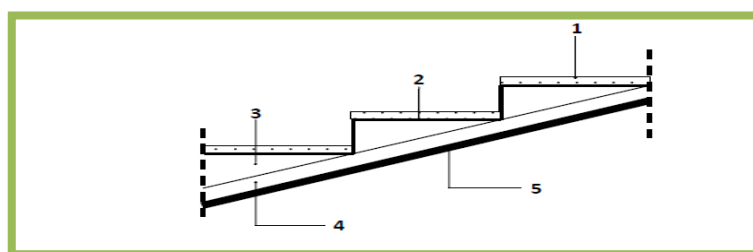


Fig II.12.Paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
4	Paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0.19$	25	4.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.66(KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

Tab.II.7: Charge de Paillasse.

3)2. Palier :

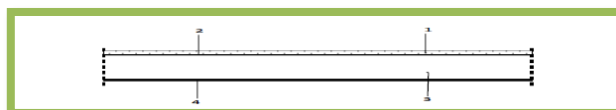


Fig .II.13.Palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.16	25	4

4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	5.04(KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m ²)

Tab.II.8.Charge de palier.

4) Les murs :

➤ Murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18
Charge permanente G			1.26 (KN/m ²)

Tab.II.9. Charge permanente et Surcharge deMurs intérieur .

➤ Murs extérieurs :

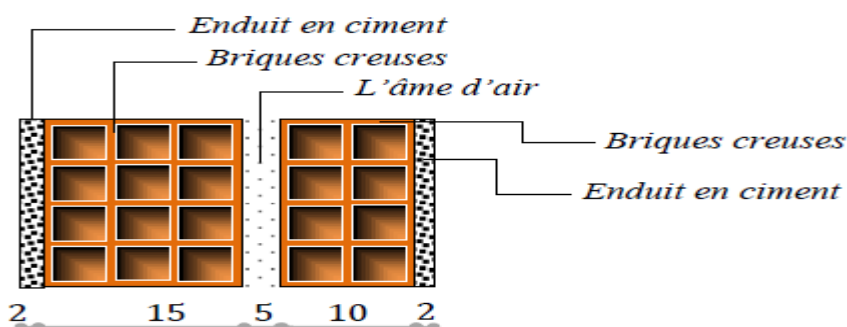


Fig .II.14. Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Composants	γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	G (KN/m ³)
1	Enduit intérieur en ciment	10	0.02	0.20
2	Brique creuse	0.9	0.10	0.90
3	L'âme d'air	0.0	0.05	0.0
4	Brique creuse	0.9	0.15	1.30
5	Enduit extérieur en ciment	18	0.02	0.44
Charge permanente G				2.84(KN/m ²)

Tab.II.10 . Charge permanente du mur double cloison.

✚ Dimensions des éléments :

Elements	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
L'acrotère	1.83	1

Plancher terrasse inaccessible	6.33	1
Plancher courant	5.20	1.5
Dalle pleine – terrasse -	5.19	1
Dalle pleine – étage courante-	4.81	3.50
L’escalier - Palier -	5.04	2.50
L’escalier - Paillasse -	7.66	2.50
Mur intérieur	1.26	-
Mur extérieurs	2.84	-

Tab.II.10. Dimensions des éléments

II.3.1. Descente des charges sur le poteau :

➤ **Loi de dégression : (DTR B.C 2.2)**

Les charges d’exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l’étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l’étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu’à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

✚ Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges deux poteaux que sont :

- **Poteau intermédiaire(C-3)**

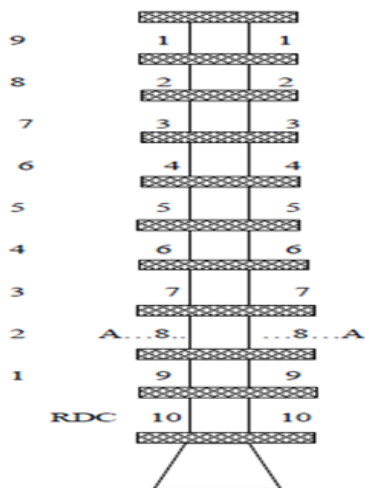


Fig.II.15.Coupe vertical du poteau central.

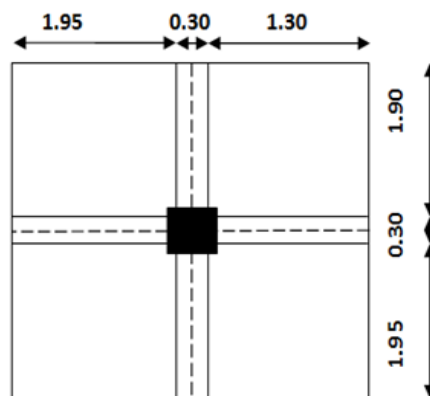


Fig. II.16. Coupe A-A' de section de poteau

- Surface afférente :

- ☒ $S_g = (1.3 + 1.95) \times (1.9 + 1.95) = 12.04 \text{ m}^2$
- ☒ $S_q = (1.30 + 0.30 + 1.95) \times (1.9 + 0.30 + 1.95) = 14.73 \text{ m}^2$
- ☒ $S_{q1} = 14.73 - (0.50 \times 0.40) = 14.53 \text{ m}^2$
- ☒ $S_{gd} = s_{qd} = 1.20 \times 1.95 = 2.34 \text{ m}^2$

section	éléments	calcul	G (KN)	Q (KN)
1-1	plancher terrasse	6.33*12.04	76.21	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Sur charge	1*14.73	-	14.73
	poteau	25*0,40*0,50*3,06	15.3	-
2-2	Venant		112.59	14.73
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	1.5*14.73+2.5*2.34	-	27.95
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-

3-3	Venant		230.65	42.68
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.9	-	25.15
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
4-4	Venant		337.76	64.22
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.8	-	22.36
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
5-5	Venant		444.85	86.58
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.7	-	19.56
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
6-6	Venant		552.3	106.14
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.6	-	16.77
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-

	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
7-7	Venant		659.39	122.91
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.5	-	13.97
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
8-8	Venant		766.48	136.88
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.5	-	13.97
	Poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
9-9	Venant		873.57	150.86
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
		2.34*7.66	17.92	-
	Sur charge	(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.5	-	13.97
	Poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	1.26*0.3*3.06	1.16	-
10-10	Venant		980.66	164.83
	plancher etag	5,20*12.04	62.60	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.25	10.97	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*3.85	10.11	-
	Dalle pleine	2.34*7.66	17.92	-

	Sur charge	$(1.5*14.73+2.5*2.34)*0.5$	-	13.97
	poteau	$25*0.40*0.50*3.06$	15.30	-
	mur 30	$1.26*0.3*3.06$	1.16	-
	TOTAL		1087.75	178.8

Tab.II.11 . de descente des charges poteau intermédiaire

G= 1087.75 KN

Q= 178.8 KN

Nu = 1.35 G+1.5Q = (1.35 x 1087.75) + (1.5x 178.8) = 1736.66 kN

N_U = 1736.66 KN

1. Vérification de la section de poteau C3 : BAEL91 (B.8.4, 1)

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

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \lambda = \min(\lambda x ; \lambda y)$$

$$\lambda x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b} = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 306}{40} = 18.55 ; \quad \lambda y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 306}{50} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.84}{35} \right)^2} = 0.82$$

B_r : Section réduite de poteau.

$$B_r = (h-2) \times (b-2) = (50-2) \times (40-2) = 1824 \text{ cm}^2$$

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

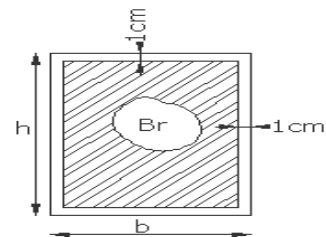
$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 500}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 8 \times \frac{(b+h)}{100} = 8 \times \frac{(400+500)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = \max \left(4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ de périmètre}, 0.2\% B \right)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8\% B_r = \frac{0.8 \times 400 \times 500}{100} = 1600 \text{ mm}^2 \text{ en zonella}$$



Alors : $A = 1600\text{mm}^2$

$$N_u < \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.82 \left[\frac{182400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1600 \frac{400}{1.15} \right] \times 10^{-3} = 3226.12\text{kn}$$

$$N_u = 1736.66\text{ KN} < 3226.12\text{KN}. \quad \text{CV}$$

2. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1087.75 + 178.8 = 1266.55\text{kn}$$

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} = \frac{1266.55 \times 10^3}{400 \times 500 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \quad \text{cv}$$

✓ Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

On prend : poteau (40×50).

• **Poteau angle (D-5)**

La charge de permanente de l'acrotère : $G = 1.83\text{ KN/ml}$

Calcule la surface afférente

- ☒ $S_g = 1.525 \times 1.95 = 2.97\text{m}^2$
- ☒ $S_q = (1.525 + 0.30) \times 1.95 = 3.55\text{m}^2$
- ☒ $S_{q1} = 3.55 - (0.50 \times 0.40) = 3.35\text{ m}^2$

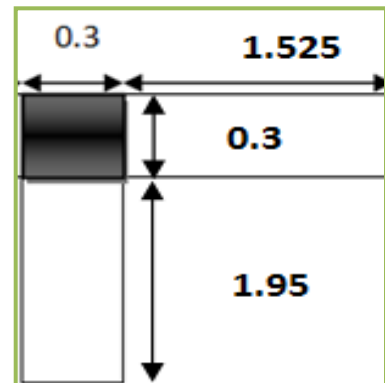


Fig.II.16. Poteau angle D-5

Section	éléments	calcul	G (KN)	Q (KN)
1-1	plancher terrasse	6.33*2.97	18.80	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	l'acrotère	1.83*1.95*1.525	5.44	-
	Sur charge	1*3.35	-	3.35
	poteau	25*0,40*0,50*3,06	15.3	-
	Venant		49.79	3.35

2-2	plancher etag	5,20*2.97	15.44	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	Sur charge	1.5*3.35	-	5.02
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
3-3	Venant		93.4	8.37
	plancher etag	5,20*2.97	15.44	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.9	-	4.52
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
4-4	Venant		137.01	12.89
	plancher etag	5,20*2.97	15.44	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.8	-	4.04
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
5-5	Venant		180.62	16.91
	plancher etag	5,20*2.97	15.44	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.7	-	3.51
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
6-6	Venant		224.23	20.42
	plancher etag	5,20*2.97	15.44	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*1.525	5.14	-
	Poutre secondaire	25*0,30*0,35*1.95	5.11	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.6	-	3.015

	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
7-7	Venant		267.84	23.43
	plancher etag	5,20*6.94	36.08	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.65	12.32	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*1.9	4.98	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.5	-	2.51
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
8-8	Venant		311.45	25.94
	plancher etag	5,20*6.94	36.08	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.65	12.32	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*1.9	4.98	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.5	-	2.51
	Poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
9-9	Venant		355.06	28.45
	plancher etag	5,20*6.94	36.08	-
	Poutre principale	25*0,30*0,45*3.65	12.32	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*1.9	4.98	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.5	-	2.51
	Poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
10-10	Venant		396.67	30.96
	plancher etag	5,20*6.94	36.08	-
	Poutr principale	25*0,30*0,45*3.65	12.32	-
	Poutre secodaire	25*0,30*0,35*1.9	4.98	-
	Sur charge	1.5*3.35*0.5	-	2.51
	poteau	25*0.40*0.50*3.06	15.30	-
	mur 30	2.84*0.3*3.06	2.60	-
	Total		440.28	33.47

Tab.II.12 . de descente des charges poteau angle.

$$G= 440.28 \text{ KN} ; Q= 33.47 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 440.28) + (1.5 \times 33.47) = 644.583 \text{ KN}$$

✚ Vérification de la section de poteau B6 : BAEL91 (B.8.4, 1)

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

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

$$N_u = 644.583 \text{ KN} < 3226.12 \text{ KN} \dots \dots \text{ CV.}$$

✚ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 440.48 + 33.47 = 473.75 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} = \frac{473.75 \times 10^3}{400 \times 500 \times 25} = 0.094 \leq 0.3 \quad \text{cv}$$

✓ Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

On prend : poteau (40×50).

CHAPITRE III

III.1. Etude de Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

III.1.1. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles :

- Poutre repose sur 4 appuis
- Poutre repose sur 3 appuis
- Poutre repose sur 2 appuis

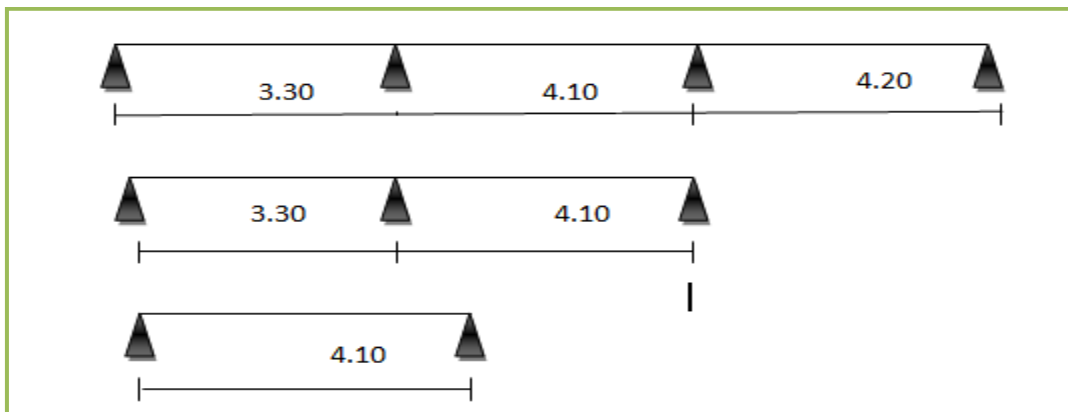


Fig. III.1.1. Les types des planchers

III.1.2. méthode de calcul de :

Il y a plusieurs qui peuvent être utilisés dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

III.1.2.1. Condition d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210) :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

✚ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

☒ Plancher étage courant :

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.20 = 10.40 \text{KN/m}^2) ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

☒ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.33 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{KN/m}^2) ; 5 \text{KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✚ Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

☒ **Type 1** : $0.8 \leq \frac{3.30}{4.10} = 0.804$; $\frac{4.10}{4.20} = 0.9 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$

☒ **Type 2** : $0.8 \leq \frac{3.30}{4.10} = 0.804 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$

☒ **Type 3** : $0.8 \leq 0.3 + 0.85 = 1.15 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$

✚ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée → C.V

✚ Fissuration peu nuisible → C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.1.2.2. Calcul des moments :

a) **Le moment isostatique :** $M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$

b) **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.3M_0$ pour appui de rive

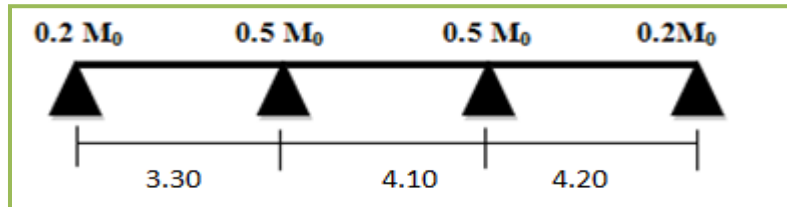


Fig. III.1.2. diagramme de moment (type1)

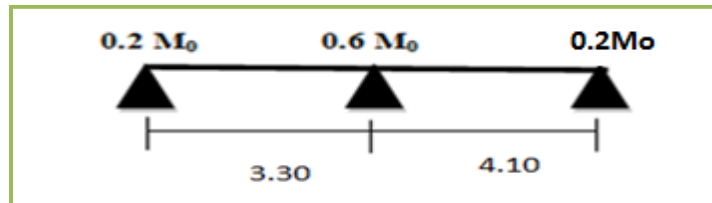


Fig. III.1.3. diagramme de moment (type2)

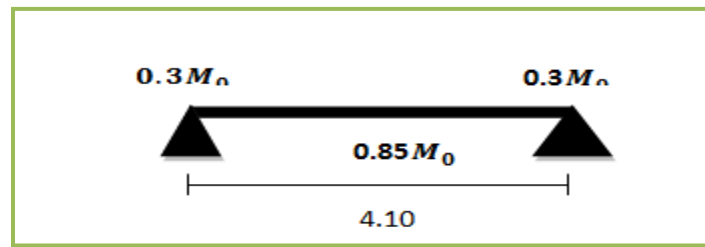


Fig. III.1.4.diagramme de moment (type3).

III.1.2.3.Calcul α rapport des charges :

$$; \alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.33} = 0.13 \alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.20} = 0.22$$

III.1.2.4.Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	5.20	1.5	6.02	4.35
Etages terrasse	6.33	1	6.53	4.76

Tab III.1.1.Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

III.2. Calcul des planchers :

III.2.1.Calcul de plancher terrasse :

a) A L'E.L.U : $P_u = 6.53 \text{KN/ml}$.

▪ Calcul de moment :

➤ Les moments isostatiques : $M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$

➤ Les moments en travée :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_o \text{ (travée de rive)} \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_o \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

* M_o : Moment Isostatique d'une travée.

* M_t : Moment d'une travée.

* M_d : Moment droit.

* M_g : Moment gauche.

▪ Calcul les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_g - M_d}{2} ; T_g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_g - M_d}{2}$$

Type	Traveé	L(m)	Pu (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A – B	3,3	6,53	8,88	1,77	4,44	6,22	12,10	-12.10
	B – C	4,1	6,53	13,72	4,44	6,86	8,75	14,59	-14.59
	C – D	4,2	6,53	14,39	6,86	2,87	10,24	11,72	-11.72
2	A – B	3,3	6,53	8,88	1,77	5,33	5,77	12,55	-12.55
	B – C	4,1	6,53	13,72	5,33	2,74	10,36	12,09	-12.09
3	A – B	4.1	6.53	13.72	4.11	4.11	11.66	13.38	-13.38

Tab III.1.2. Calcul de plancher terrasse L'ELU.

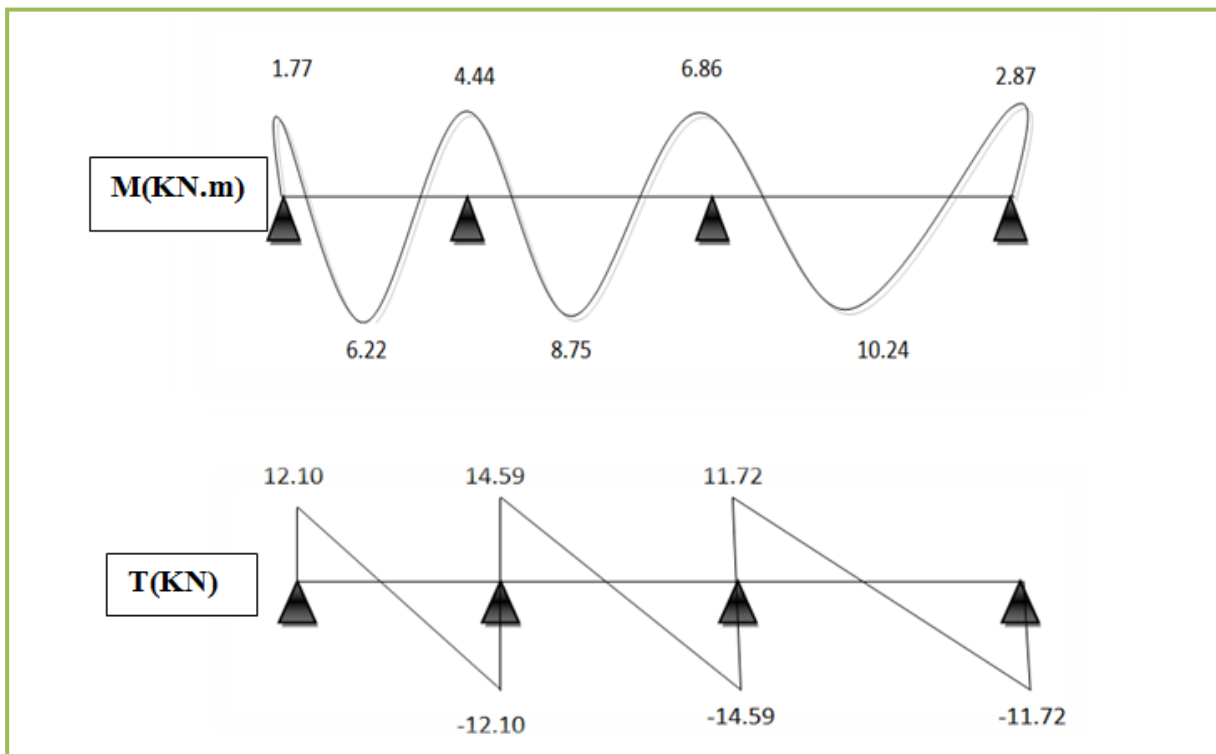


Fig. III .1.5.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher Terrasse Type 1.

Type	Traveé	L(m)	Pu (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A-B	3,3	4,76	6,49	1,29	3,23	4.53	8,82	-8,82

	B-C	4,1	4,76	10,00	3,23	5,00	6,38	10,63	-10,63
	C-D	4,2	4,76	10,49	5,00	2,09	7,47	8,54	-8,54
2	A-B	3,3	4,76	6,47	1,29	3,88	4,21	9,14	-9,14
	B-C	4,1	4,76	10,00	3,88	2,00	7,55	8,81	-8,81
3	A – B	4.1	4.76	10.00	3.00	3.00	8.5	9.75	-9.75

b) A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.76\text{KN/ml}$

Tab III.1.3. : calcul de plancher terrasse L'ELS.

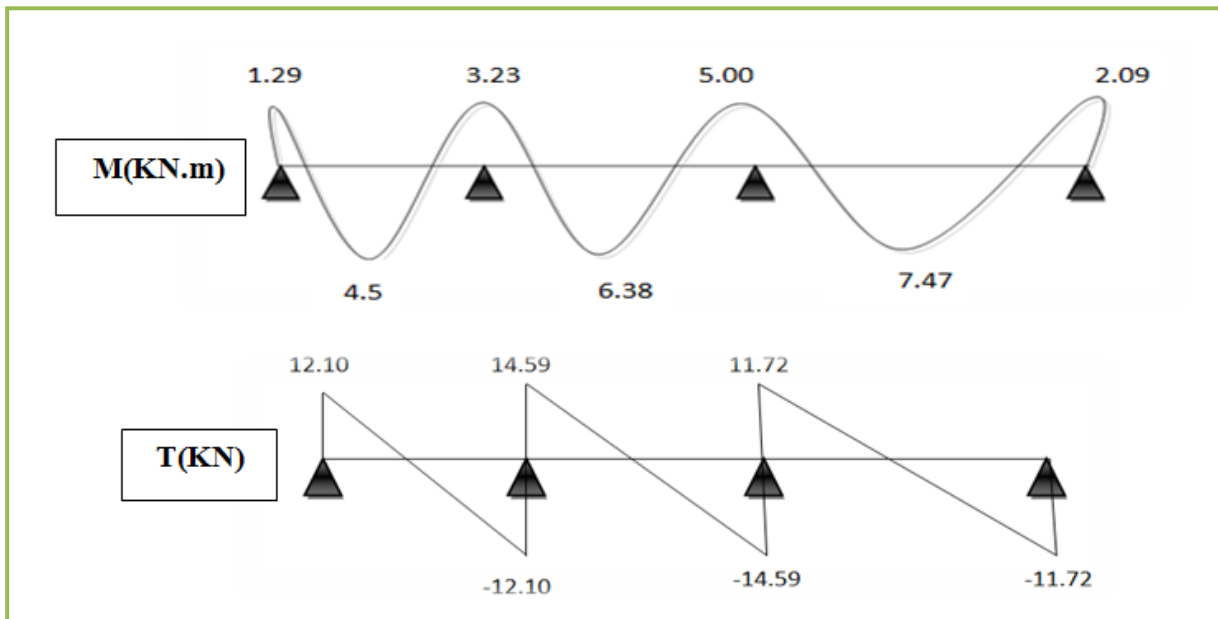


Fig. III .1.6.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher Terrasse (Type1).

✚ Type2

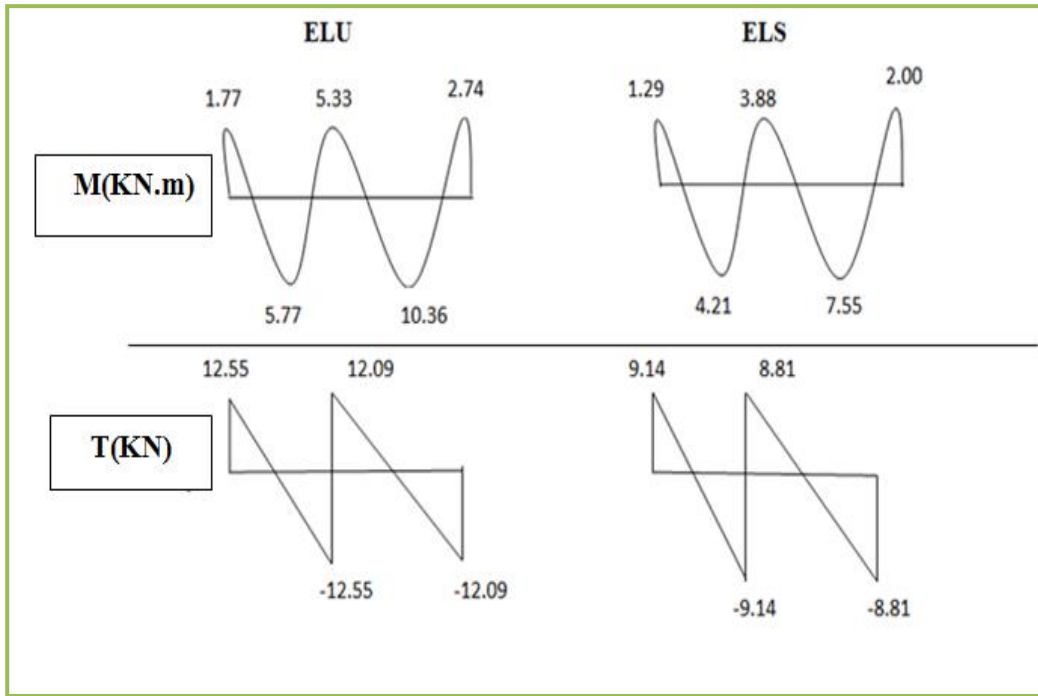


Fig. III.1.7. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Terrasse (Type2).

✚ Type3

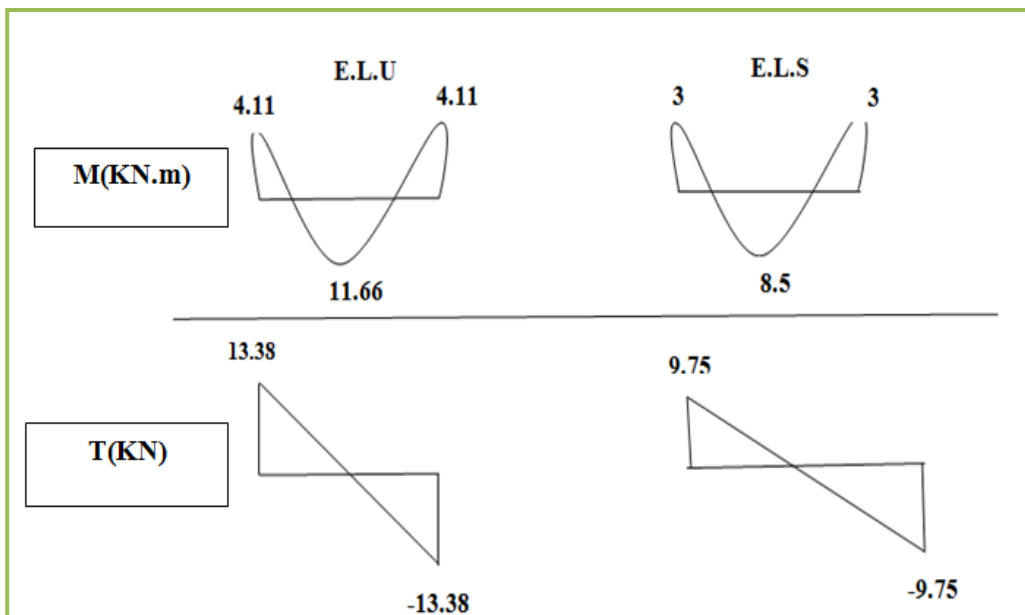


Fig. III .1.8.. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher Terrasse (Type3).

III.2.2. calcul de plancher étage courant :

a) A L'E.L.U : $P_u = 6.02 \text{ KN/ml}$.

▪ Calcul de moment :

➤ Les moments isostatiques : $M_o = \frac{P_u \times L^2}{8}$

➤ Les moments en travée :

$$M_t = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_o \text{ (travée de rive)} \\ \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_o \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

- Calcul les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{p.l}{2} + \frac{M_g - M_d}{2} ; T_g = \frac{p.l}{2} + \frac{M_g - M_d}{2}$$

Type	Traveé	L(m)	Pu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A-B	3,3	6.02	8,19	1,63	4,09	5,73	11,16	-11,16
	B-C	4,1	6.02	12,64	4,09	6,32	8,07	13,45	-13,45
	C-D	4,2	6.02	13,27	6,32	2,65	9,44	10,80	-10,80
2	A-B	3,3	6.02	8,19	1,63	4,91	5,32	11,57	-11,57
	B-C	4,1	6.02	12,64	4,91	2,52	9,55	11,14	-11,14
3	A - B	4.1	6.02	12.64	3.79	3.79	10.74	12.34	-12.34

Tab III.1.4.calcul de plancher étage courant L'ELU

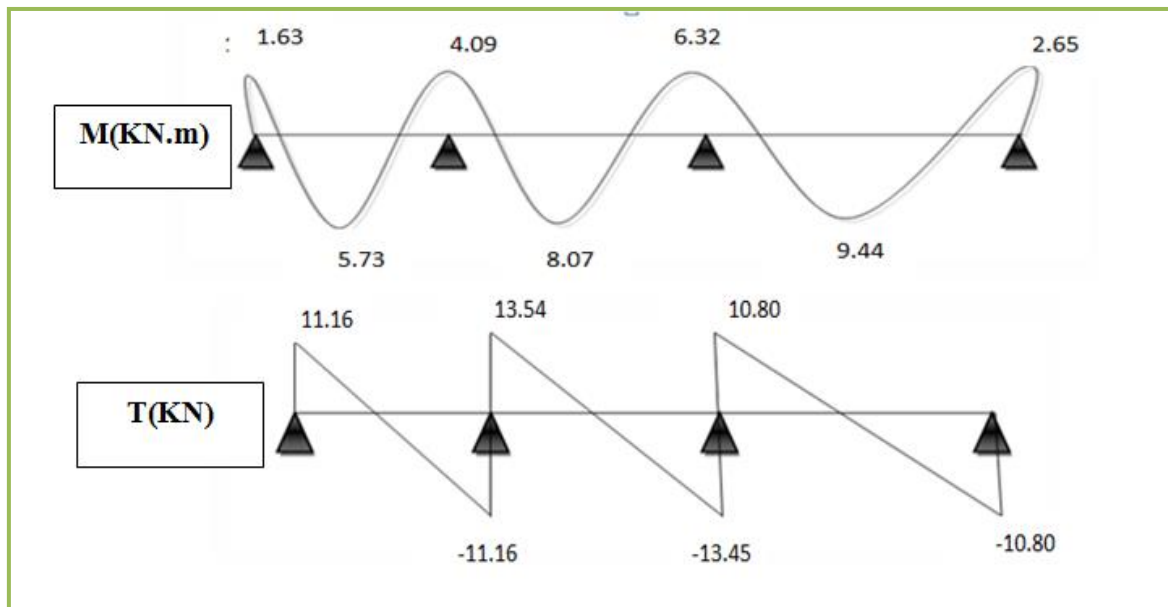


Fig. III.1.9.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de plancher étage (Type 1).

b) A L'E.L.S : P_{ser} = 4.35 KN/ml

Type	Traveé	L(m)	Pu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A-B	3,3	4,35	5,92	1,18	2,96	4,14	8,06	-8,06

	B-C	4,1	4,35	9,14	2,96	4,57	5,83	9,72	-9,72
	C-D	4,2	4,35	9,59	4,57	1,91	6,82	7,80	-7,80
2	A-B	3,3	4,35	5,92	1,18	3,55	3,84	8,36	-8,36
	B-C	4,1	4,35	9,14	3,55	1,82	6,90	8,05	-8,05
3	A - B	4.1	4.35	9.14	2.72	2.72	7.76	8.91	-8.91

Tab III.1.5.calcul de plancher étage courant L'ELS.

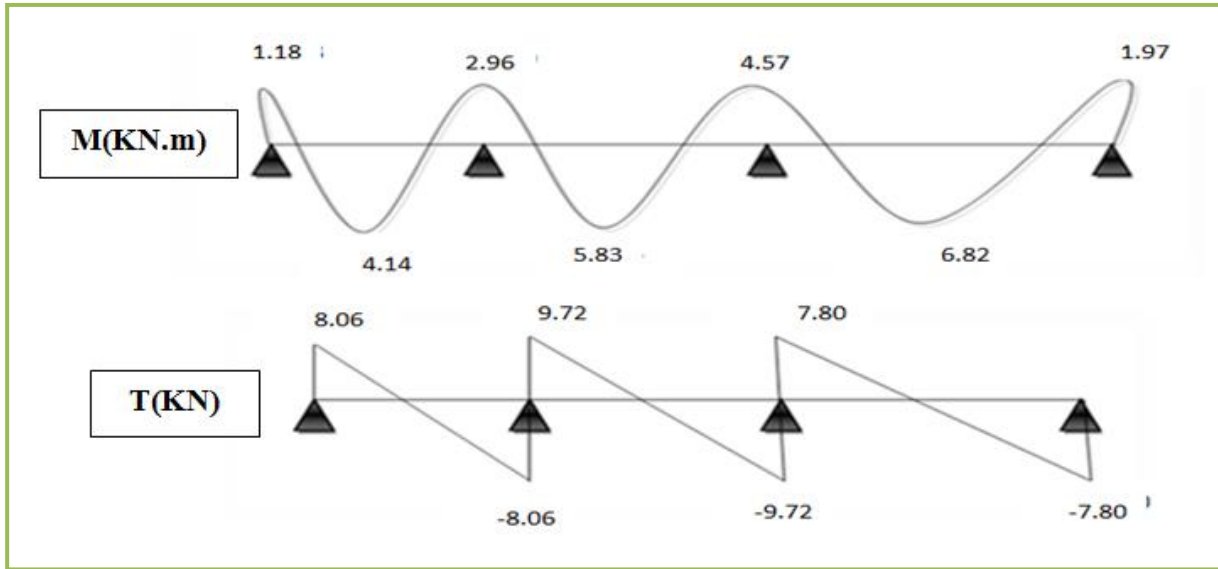


Fig. III .1.10.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de plancher étage (Type 1).

✚ Type2 :

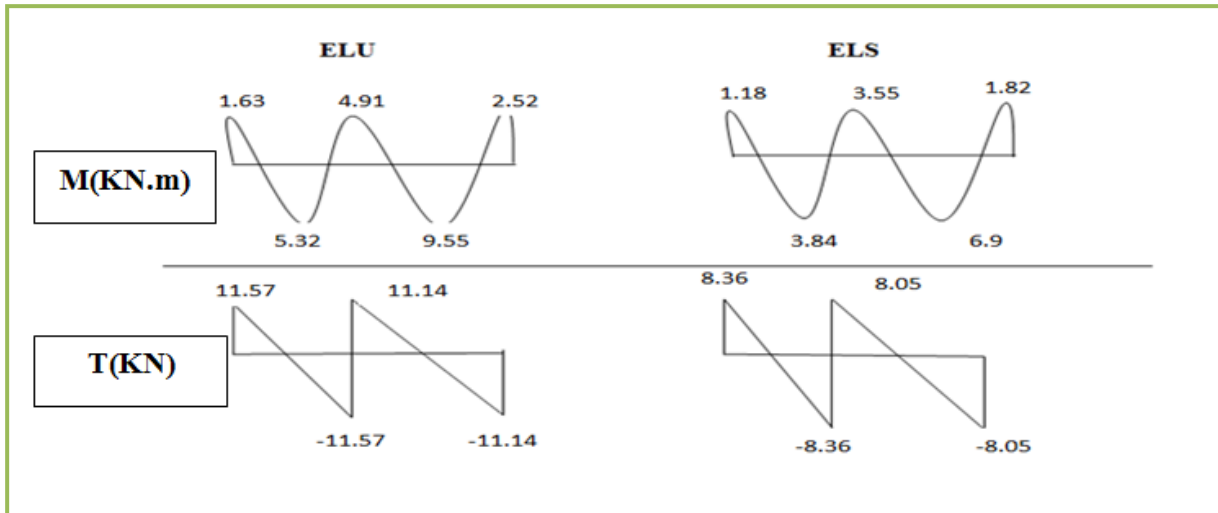


Fig .III.1.11.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELSde plancher étage (Type2).

✚ Type3 :

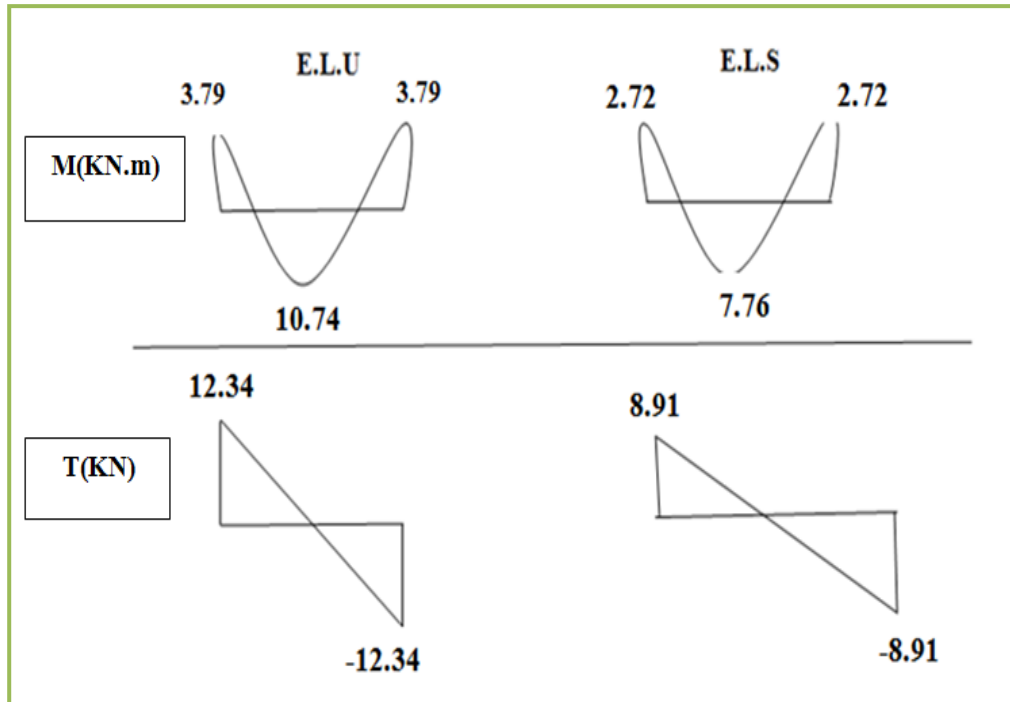


Fig. III .1.12.Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELSde plancher étage (Type3).

III.1.3. Calcul de ferrailage

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant

III.1.3.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

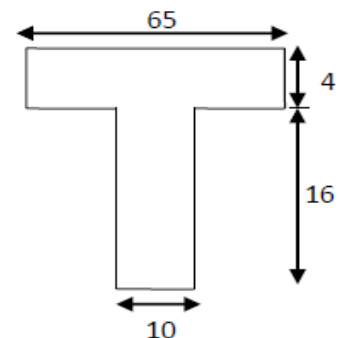
✚ L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2cm$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2cm$$

$$\begin{cases} b = 65cm \\ h = 20cm \\ d = 18cm \end{cases} \quad \begin{cases} b_0 = 10cm \\ h_0 = 4cm \\ c = 2cm \end{cases}$$



III.1.3.2. Calcul des armatures longitudinales :

✚ E.L.U

✓ En travées :

$$M_t^{\max} = 10.36 \text{ KN.m} = 10360 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{tab} = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - 2) = 59072 N.m$$

$$M_t^{\max} = 10360 N.m < 59072 N.m$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65cm$.

✓ **En appuis :**

$$M_{appui}^{\max} = 6.86 KN.m$$

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 $b_0 = 10 cm$.

$$u = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} < u_l; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}); \beta = 1 - 0.4\alpha; A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

☒ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elements	M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
sur appuis	6.86	0,023	0,392	0,029	0,98	1.11
sur travée	10.36	0,034	0,392	0,043	0,98	1.68

✓ **Vérification**

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

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}; f_{ij} = f_{t28} = 2.1 Mpa$$

▪ **En travée :** $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 cm^2$

▪ **En appuis :** $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 cm^2$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 cm^2$

En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 cm^2$

☒ **Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul}; A_{min}; A'_{min})$**

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _{min} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.68	1,41	1,3	1.68	2T12 = 2.26
Appui	1.11	0.21	0,2	1.11	1T12 = 1.13

✚ **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

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

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.043	10360	7550	1.37	25	0,43	Vérifiée
Sur appuis	0.029	6860	5000	1.37	25	0.43	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14590}{100 \times 180} = 0.81 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

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

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

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

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

$$* \quad St1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

$$* S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 235}{10 \times 0.4} = 33.48 \text{ cm}$$

$$* S_{t3} \leq \frac{0.9 A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \times 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{avec } K = 1 (\text{en flexion simple})$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 (0.81 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 58.23 \text{ cm}$$

Suit: $S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min (16.2 ; 33.48 ; 58.23) \rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

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

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 14590 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 16.2 \times 2500}{1.5 \times 2} = 108000 \text{ N} \dots \text{ CV}$$

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

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

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{14590}{400} = 41.94 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad A_{\perp} = (4 \times 60) / 500 = 0.48 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

***Espacement** : n :nombre des barres.

$$S_i = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

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

$$A // = A \perp / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

On adopte $3\varnothing 5 = 0,59 \text{ cm}^2$

***Espacement :**

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

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{10.36}{15 \times 13.72} = 0.050 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

7. Présentation du ferrailage :

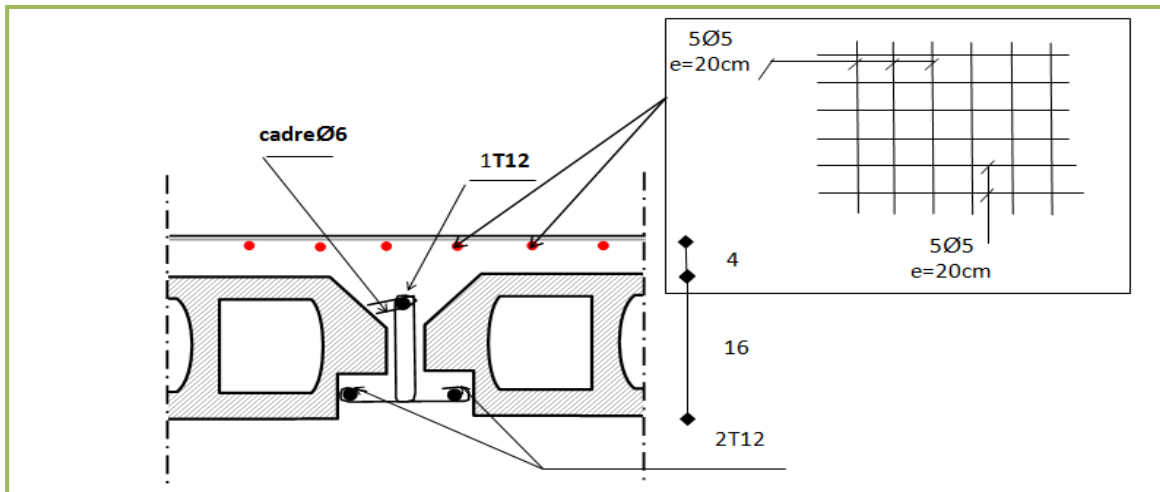


Fig. III .1.13.Ferrailage des planchers.

III.2. Etude de l'acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

▪ **Surface:**

$$ST = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

▪ **Les charges :**

a. Les Charges permanentes :

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml}$

b. Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0.15$

Cp: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère. $W_p = 183.3 \text{ daN/ml}$.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.3 = 87.98 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml}$.

D'après D.T.R.B.C.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due a la main courante est 100 daN/ml

$$F = Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

III.2.1.Calcul des efforts:

a. Les sollicitations :

b.

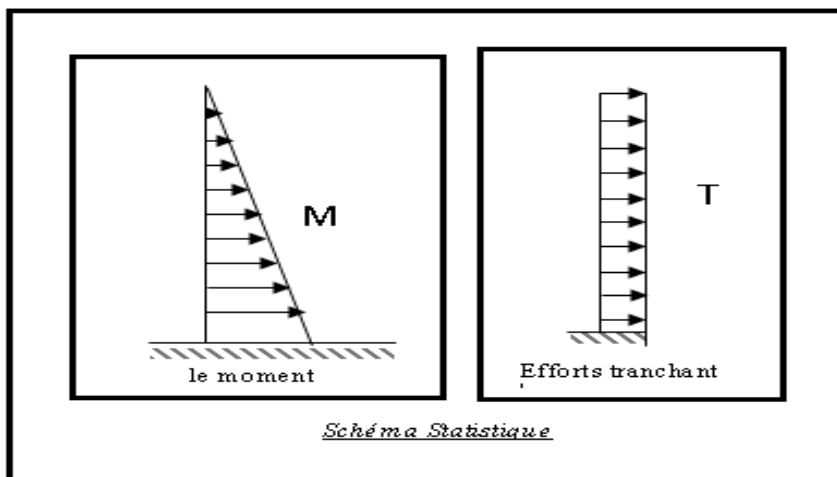


Figure III.2.1 : schéma statique.

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

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$N = G = 183.3 \text{ daN/ml}$$

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

b. Combinaisons d'action

$$\color{red}{\oplus} \text{ E.L.U:}(1.35G + 1.5Q)$$

$N_u = 1 \times N = 1 \times 183.3 = 183.3 \text{ daN/ml}$; On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ daN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ daN/ml}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ E.L.S :}(G + Q)$$

$$N_{\text{SER}} = G = 183.3 \text{ daN/ml}$$

$$M_{\text{SER}} = M = 60 \text{ daN.m}$$

III.2.2. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$

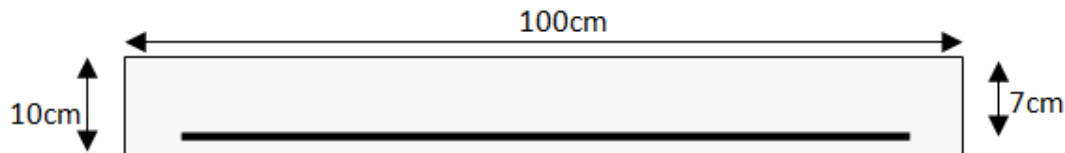


Fig. III.2.2: Section à ferrailier

a) Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$

On prend : $\Phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm} < \Phi_l$

b) Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature.

c) Armatures longitudinales

$$\color{red}{\oplus} \text{ E.L.U}$$

• Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183.3} = 0.49 > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_I égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_a = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 90 + 183.3 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 93.66 \text{ daN/m}$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0,0135 \Rightarrow \alpha = 0,0176, \beta = 0.993$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.6}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_F - \frac{N_u}{b \times \sigma_s} = 0.41 - \frac{183.3}{100 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

d) Condition de non fragilité :

☒ **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A^l = \max (A^u ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

e) Armatures De Répartition :

$$A^r = \frac{A^l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des armatures :**

$$A^l = 4 \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A^r = 4 \emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}^2$$

f) Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3. Présentation du ferrailage :

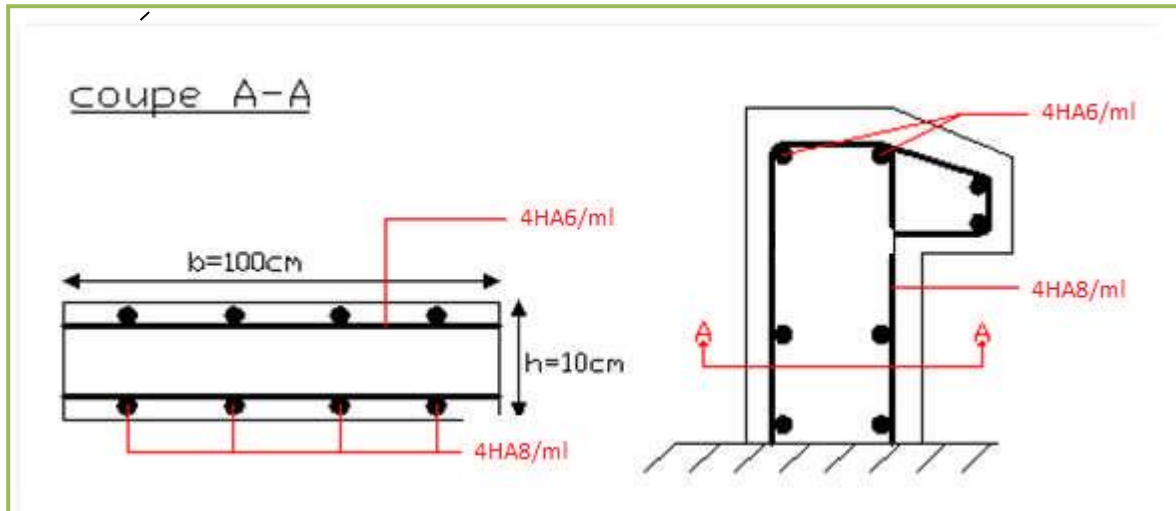


Fig. III.2.3: Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul de l'escalier :

Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.1. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 16cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 16cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

✚ Escalier :

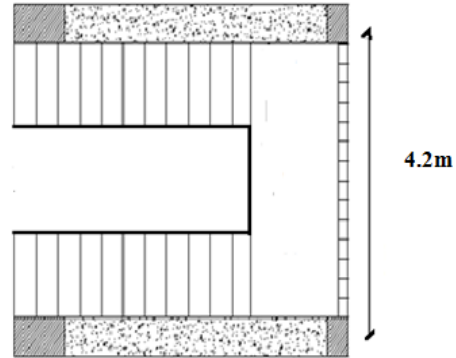
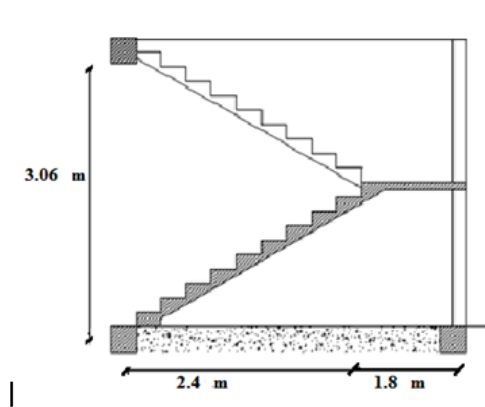


Fig. III.3.1. Dessin en élévation de l'escalier

Fig.III.3.2. Vue en plan de l'escalier

III.3.2.Evaluation des charges:

✚ Paillasse :

$$g = 7.66 \times 1\text{ml} = 7.66\text{KN/ml}$$

$$q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

✚ Palier :

$$g = 5.04 \times 1\text{ml} = 5.04 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

☒ Combinaison des charges :

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$ELS : P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_u	14.10	10.55
P_{ser}	10.16	7.54

TabIII.3.1. Combinaison des charges

☒ Détermination des sollicitations :

➤ Pour la méthode des charges équivalentes :

➤ La charge équivalente : $q_{éq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

➤ Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$

➤ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{l}{2}$

ELU : $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{14.10 \times 2.40 + 10.55 \times 1.80}{2.40 + 1.80} = 12.57 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.16 \times 2.40 + 7.54 \times 1.80}{2.40 + 1.80} = 9.03 \text{ KN/ml}$

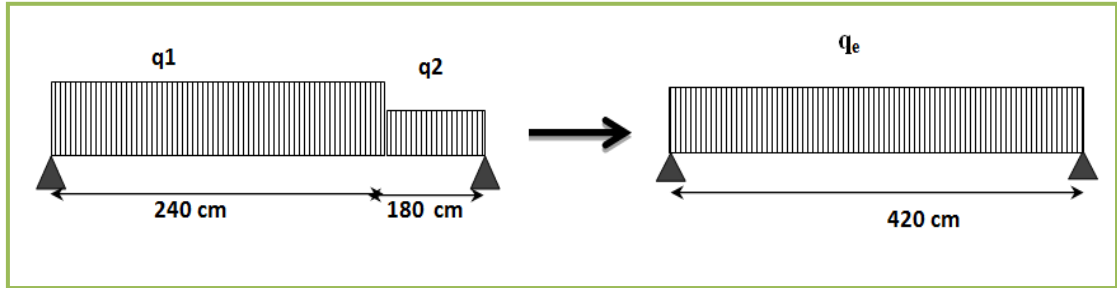


Fig.III.3.3. schéma statique de volée

☒ Moments et Effort Tranchants :

➤ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

➤ Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0$

➤ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

➤ L'effort tranchant : $= \frac{q_{eq} \times l}{2}$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
ELU	12,57	27.71	8,31	23,55	26,39
ELS	9,03	19,91	5,97	16,92	18,96

Tab.III.3.2: Moments et Effort Tranchants .

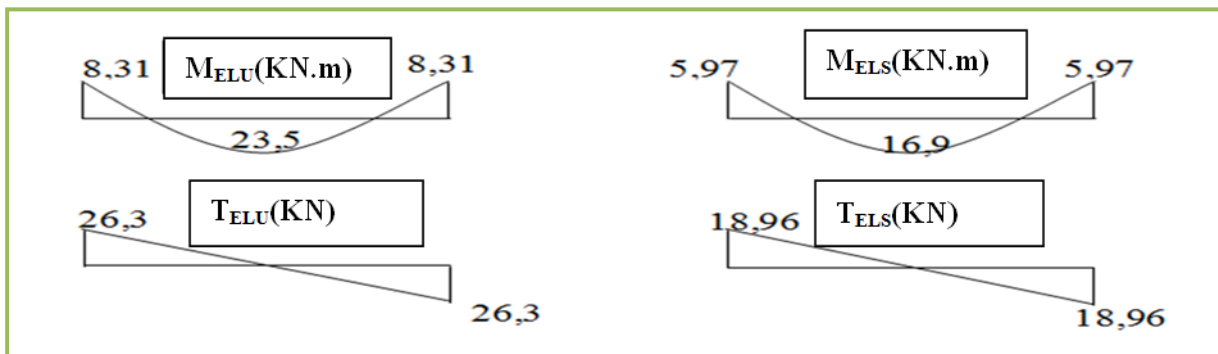
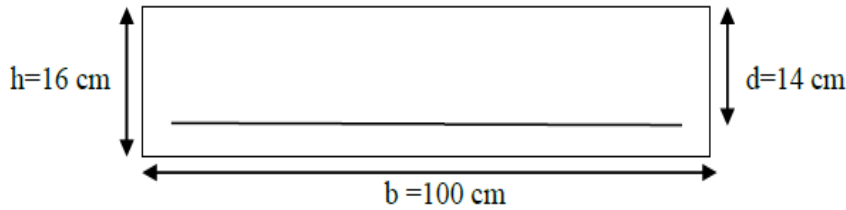


Fig III.3.4: Diagramme de moment et l'effort tranchant

III.3.3. Calcul de ferrailage :

III.3.3.1. Armatures longitudinales:



☒ Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : b = 100cm ; h = 16 cm

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1 ; \phi \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10\text{mm}$$

$$C \geq 1 + \frac{1}{2} = 0.5 \text{ on choisit } C = 2\text{cm}; d = h - c = 14 \text{ cm}$$

☒ E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$f_{c28}(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	γ_b	γ_s	$d(m)$	$f_{bu}(MPa)$	σ_s	$f_e(MPa)$
25	2.1	1.5	1.15	0.14	14.20	348	400

Tab.III.3.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (cm ²)
Travée	23550	.0084	0,392	0.11	0,956	5.05
Appuis	8310	0.03	0,392	0.038	0,984	1.73

Tab.III.3.4 : calcul de la section des armatures.

☒ 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 : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Elément	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	$f_{c28} (MPa)$	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.11	23550	16920	1,40	25	0,45	Vérifiée
Sur appuis	0.038	8310	5970	1,40	25	0.45	Vérifiée

Tab.III.3.5 : vérification de la contrainte

III.3.3.2.Vérification :

➤ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

	A_u (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.05	1.70	1.60	5.05	7HA12 = 7.92
Appuis	1.73	1.70	1.60	1.73	4HA8 = 2.01

Tab.III.3.6 : Armatures de Longitudinales

- Armatures de répartitions : $A_t = A_a / 4$

Elément	A_a (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	7.92	1.98	3T10 = 2.36
Appuis	2.01	0.50	3T6 = 0.85

Tab.III.3.7 : Armatures de répartitions

❖ L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)

✓ Armatures longitudinales : $S_l \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Travée: $S_l = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

- Appuis: $S_l = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

✓ Armatures transversals: $S_t \leq \min(4h; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

- Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{ cm}$

- Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{ cm}$

III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant:

- La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26390}{1000 \times 140} = 0.2\text{ MPa.}$$

- Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la

formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5\text{ MPa}) = 3.33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

III.3.3.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{420} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.038 \leq 0.085 \dots \dots C.N.V.$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 16} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.004 \leq 0.0105 \dots \dots C.V.$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{420} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.038 \leq 0.0625 \dots \dots C.N.V.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

❖ Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**➤ Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 7.92 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 7.92} = 8.91 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 16 - 8.91 = 7.09 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 14 - 7.09 = 6.91 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$= 37030.86 \text{ cm}^4 I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 7.09 \right]^2 + 15 \times 7.92 \times (14 - 7.09)^2$$

➤ Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{7.92}{14 \times 100} = 0.006$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.006} = 3.40$$

➤ Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.00617} = 1.36$$

➤ Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.
 J : charge permanente sans revêtement.
 ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5040 \times 1.8) + (7660 \times 2.4)}{(1.8 + 2.4)} = 6537.14 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4250 \times 1.80) + (4750 \times 2.40)}{(1.80 + 2.40)} = 4535.71 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + J = 6537.14 + 4535.71 = 11072.85 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6537.14 \times 4.20^2}{8} = 12252.23 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4535.71 \times 4.20^2}{8} = 8501.03 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 12252.23 \times 4.20^2}{8} = 22963.73 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a : $\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00617 = 0.617$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.617 \Rightarrow \beta_1 = 0.753$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{12252.23}{7.92 \times 0.753 \times 14} = 205.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{8501.03}{7.92 \times 0.753 \times 14} = 142.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{22963.73}{7.92 \times 0.753 \times 14} = 385.5 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 205.70 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 142.72 + 2.1} = 0.39$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 385.5 + 2.1} = 0.69$$

Donc :

$$I_{IV}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 1.36 \times 0.49) = 14292.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 3.40 \times 0.49) = 8330.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 3.40 \times 0.39) = 8503.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 37030.86) / (1 + 3.40 \times 0.69) = 8002.79 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[12252.23 \times (420^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 14292.61]} = 1.39 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[12252.23 \times (420^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8330.05]} = 0.80 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[8501.03 \times (420^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 8503.95]} = 1.62 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^j} = \frac{[22963.73 \times (420^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8503.95]} = 1.49 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^j = 0.46 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{420}{1000} = 0.92 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.3.4. Présentation ferrailage d'escalier

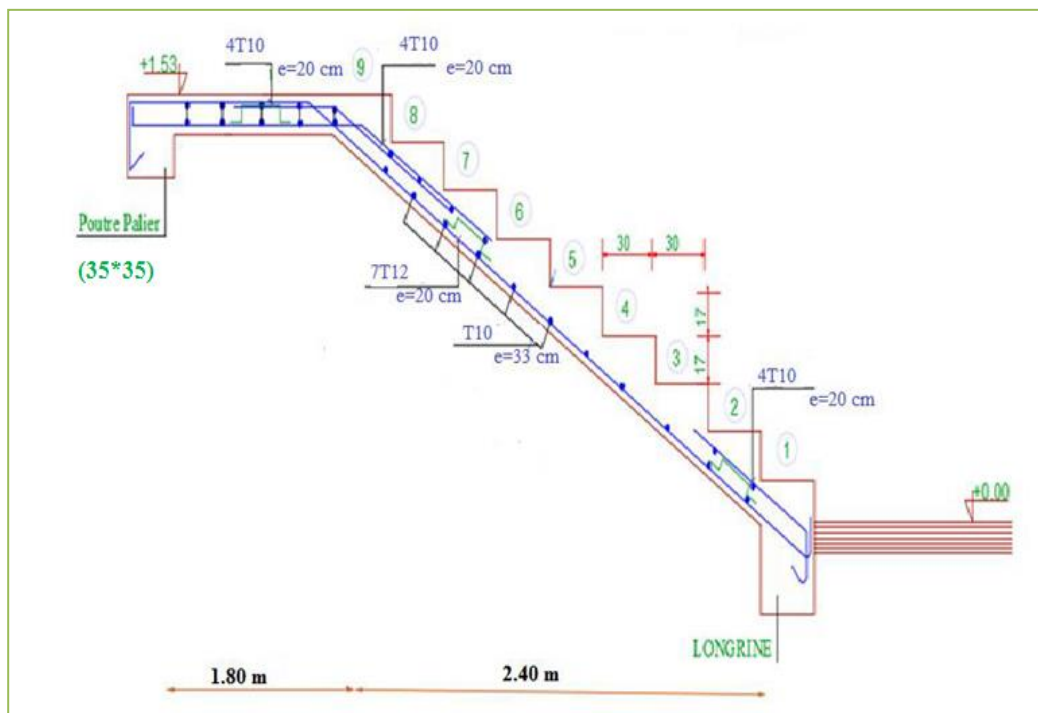


Fig.III.3.5. schéma de ferrailage d'escalier

III.3.5. Calcul De La Poutre Palier :

a) Dimensionnement :

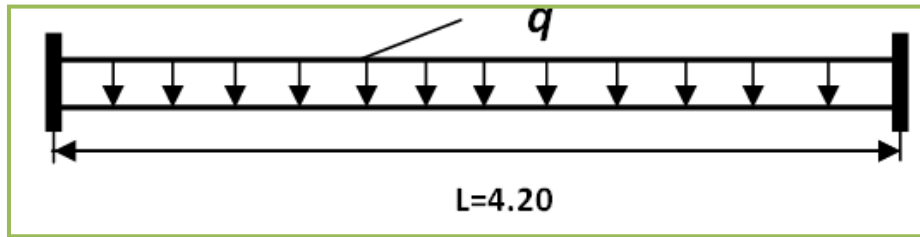


Fig.III.3.6 Schéma statique de la poutre palier.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \text{ cm.}$$

On opte pour $h=35$ cm, $b=30$ cm

b) Vérification des conditions du RPA

$b \square > 20 \text{ cm}$ vérifiée.

$h \square > 30 \text{ cm}$ vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{h}{b}$ vérifiée.

c) Calcul des charges

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de mur : } g_m = 2.84(80\% \times 1.53 - 0.35) = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de palier : } p_1 = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de la paillasse : } p_2 = 7.66 \text{ KN/m}^2$$

-Réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$p = \frac{p_{eq} \times l}{2} = \frac{6.35 \times 4.20}{2} = 13.33 \text{ KN/ml}$$

$$q = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.20}{2} = 5.25 \text{ KN/ml}$$

d) Calcul de la poutre à la flexion :

$$\text{Les charges permanentes : } G = g_0 + p + g_m = 18.64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La surcharge : } Q = 5.25 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 18.64 + 1.5 \times 5.25 = 33.1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 18.64 + 5.25 = 23.981 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = \frac{p \times l^2}{24} \quad M_a = \frac{p \times l^2}{12} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.20 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	Tu (KN)
ELU	33.1	48.65	24.32	69.51
ELS	23.89	35.11	17.55	50.16

Tab.III.3.8.Moments et Effort Tranchants.

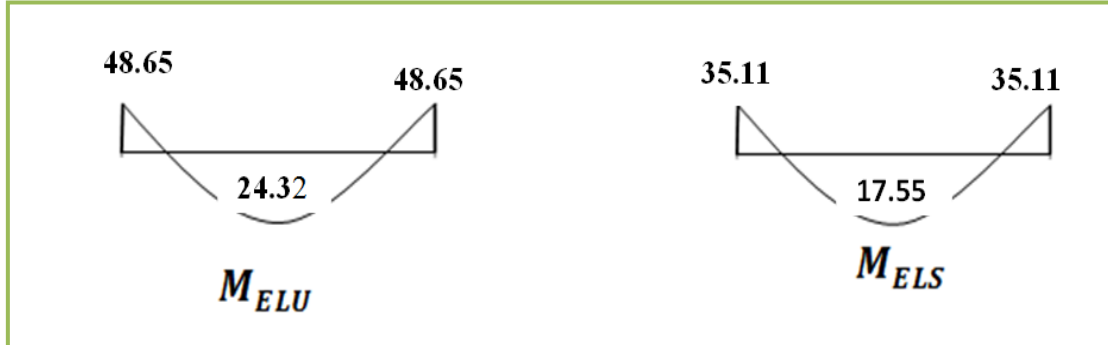


Fig. III.3.7. Diagramme de moment(KN.m) de poutre palier.

e) Calcul de ferrillage :

✚ E.L.U

L'enrobage : $c \geq e + \frac{\phi}{2}$; $\phi < \frac{h}{10}$; $e = 1\text{cm} \rightarrow c = 3\text{cm}$

$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

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

✓ Les armatures longitudinales :

Elément	$M_u(KN.m)$	μ	α	β	A_{cal}
Travée	24.32	0.055	0.070	0.972	2.24
Appui	48.65	0.111	0.147	0.941	4.64

Tab.III.3.9.armatures longitudinales

✚ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Elément	M_U	M_S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	24.32	17.55	1.38	0.070	0.44	CV
Appui	48.65	35.11	1.38	0.147	0.44	CV

Tab.III.3.10 : vérification de la contrainte

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

- **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

- **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% . b . h$$

Elément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$
Travée	2.24	1.15	1.05	5.25	5.25
Appui	4.64	1.15	1.05	5.25	5.25

Tab.III.3.11 : Armatures Longitudinale choisi

- ✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{69510}{320 \times 300} = 0.72 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots C. V.$$

- Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètre minimal :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}, 1, \frac{30}{10} \right\} = 10 \text{ mm}.$$

- ✚ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

$$\text{-dons la zone nodale : } S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L, 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S = 8 \text{ cm}$$

$$\text{-dons la zone courante : } S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}.$$

-la longueur de la zone nodale : $L' = 2 h = 70 \text{ cm}.$

- **la quantité des armatures transversales :**

- **BAEL 91 (art .A.5.2.1).**

$$A_t \geq 0.4 b_0 \times \frac{S}{f_e} = 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} = \frac{30 \times 15 (0.72 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.21$$

- **RPA99:**

$$A_t = 0.003 S b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{\text{BAEL}}, A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

f) Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{\text{tor}} = M_a (\text{Escalier}).$$

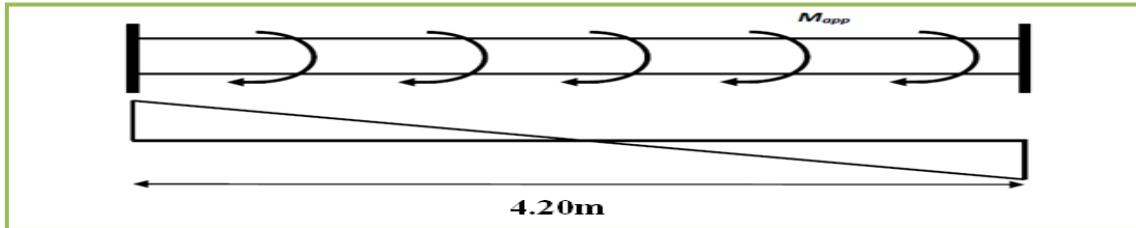


Fig.III.3.8 : schéma de poutre à la torsion.

Le moment de torsion maximale.

▪ **Vérification du béton :**

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 45820\text{N}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{45820}{2 \times 750 \times 5} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{\text{ultim}})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (0.61)^2 \times (0.72)^2 = 0.19$$

$$(\tau_{\text{ultim}})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$0.19 \leq 10.56 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 30300}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 6.38\text{cm}^2$$

-Les armatures transversales :

$$A_l = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{45820 \times 15}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.31\text{cm}^2.$$

-Section minimale des armatures : BAEL 91

$$\triangleright \frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times \mu} > 0.4\text{MPa} \Rightarrow \frac{6.38 \times 400}{5 \times 110} = 4.64\text{MPa} > 0.4\text{MPa} \dots \text{cv.}$$

$$\triangleright \frac{\sum A_l \times f_e}{b_t \times S_t} > 0.4\text{MPa} \Rightarrow \frac{1.31 \times 400}{5 \times 15} = 6.98\text{MPa} > 0.4\text{MPa} \dots \text{cv.}$$

▪ Les armatures :

-Les armatures longitudinales :

Elément	$A_f(\text{cm}^2)$	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_a(\text{cm}^2)$
Travée	5.25	6.38	6T12 = 6.79
Appui	5.25	6.38	6T12 = 6.79

-Les armatures transversales : Donc sont

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A^{tor} = 1.15 + 1.31 = 2.46\text{cm}^2.$$

g) Vérification De La Flèche :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 \geq \frac{40.89}{10 \times 48.11} = 0.08 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.007 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

h) Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

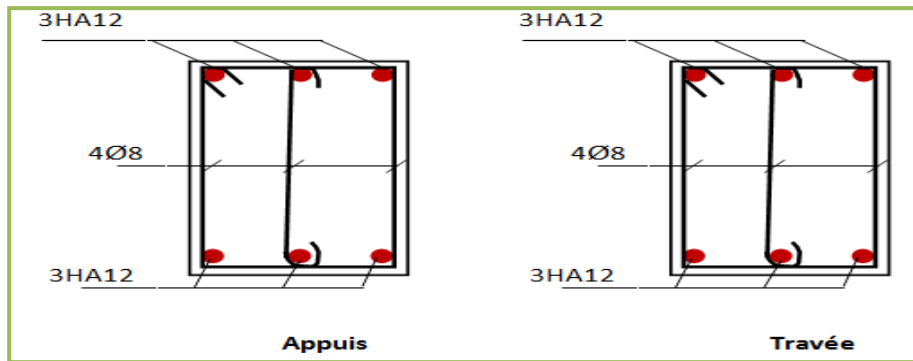


Fig.III.3.9.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Balcon :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable dans l'E.L.S.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, avec une

Epaisseur de balcon : $\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7$ on a : $L = 1.35m$

$9 \leq e \leq 13.75 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 13cm.

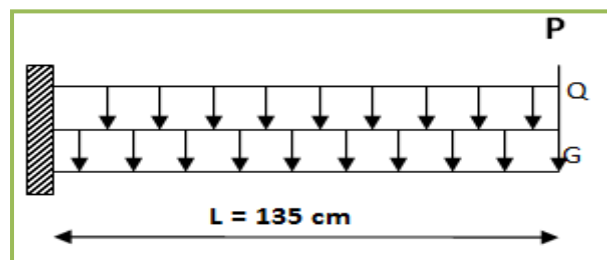


Fig.III.4.1 : schéma statique

III.4.1.Combinaison des charges:

✚ terrasse :

$$g = G \times 1m = 5.19 \times 1 = 5.19 \text{ KN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.71 \text{ KN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

✚ Étage courant :

Poids propre $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1.26 \times (3.06 - 0.13) \times 1 = 3.69 = 3.70 \text{ KN}$

III.4.2.Calcul des sollicitations :

$$Mg = \frac{g \times l^2}{2}; \quad Mq = \frac{q \times l^2}{2}; \quad Mp = pl$$

$$Tg = gl; \quad Tq = ql; \quad Tp = p$$

	$M_g \text{ (N.m)}$	$M_q \text{ (N.m)}$	$M_p \text{ (N.m)}$	$T_g \text{ (N)}$	$T_q \text{ (N)}$	$T_p \text{ (N)}$
Terrasse	4729.3	911.25	2308.5	7006.5	1350	1710
Etage courant	4383.11	3183.37	4995.0	6493.5	4725	3700

Tab4.1: sollicitations

III.4.3.Les Combinaisons D'action :

➤ **E.L.U :**

$$Mu = 1,35 (Mg + Mp) + 1,5Mq$$

$$Tu = 1,35 (Tg + Tp) + 1,5 Tq$$

➤ **E.L.S :**

$$Mser = Mg + Mp + 1,5Mq$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	$M_u \text{ (N.m)}$	10867.90	17435.35
	$T_u \text{ (N)}$	13792.27	20848.72
ELS	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	8404.67	14153.16

Tab.III.4.2: les combinaisos

III.4.4.Calcul Du Ferrailage :

a) Armatures Longitudinales

✚ Terrasse:

➤ **E.L.U :**

$$Mu = 10867.90 \text{ N.m} \quad Tu = 13792.27 \text{ N.m}$$

On prend une bande de 1 m pour le ferrailage de la dalle.

$$h = 13 \text{ cm}; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\phi > \frac{h}{10} = \frac{13}{10} = 1.3 \text{ cm}; \quad c_0 \geq 1 \text{ cm} \rightarrow c_0 = 1 \text{ cm} \rightarrow c > 1 + \frac{1.3}{2} = 1.65$$

On adopte : $c = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$$

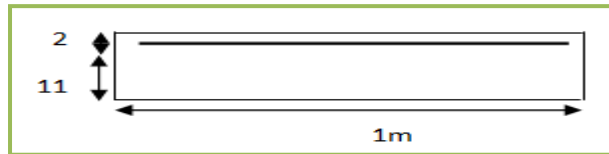


Fig.III.4.2.section ferrailler.

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10867.90}{14.2 \times 100 \times 11^2} = 0.063$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,063 \Rightarrow \alpha = 0,081 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{10867.90}{348 \times 0.967 \times 11} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.93 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \text{ } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
10867.90	8404.67	1.30	0.081	0.4	V

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 13 = 1.30 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.93	1.32	1.30	2.93	6T8 = 3.02

✚ **Étage courant :**

➤ **E.L.U :**

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
17435.35	0.101	0.392	0.133	0.946	4.81

➤ E.L.S :

$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
17435.35	14153.16	1.23	0.0881	0.365	V

❖ **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

$A_u(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
4.81	1.32	1.30	4.81	6T12 = 6.79

❖ **Vérification De L'effort tranchant :** BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{20848.72}{1000 \times 110} = 0.18 MPa.$$

❖ La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5MPa\} = 3,25 MPa.$

$$\tau_u = 0,18 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \rightarrow (C.V)$$

❖ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Les Armatures De Répartition :

➤ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.755 cm^2 \quad \text{Soit : } A_r = 6\emptyset 6 = 1.70 cm^2$$

➤ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 cm^2 \quad \text{Soit : } A_r = 6\emptyset 6 = 1.70 cm^2$$

c) Espacement Entre Les Armatures :✚ **Les armatures longitudinales :**

$$\text{-Terrasse: } S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

$$\text{- Étage courant : } S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

✚ **Les armatures transversales :**

$$\text{- Terrasse : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 cm . \text{ Soit : } S_t = 30 cm .$$

$$\text{- Étage courant : } S_t = \frac{100}{3} = 30 cm$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33\text{ cm}) \Rightarrow S_t^l = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}.$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45\text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30\text{ cm} < 40\text{ cm}.$$

III.4.5. Présentation ferrailage :

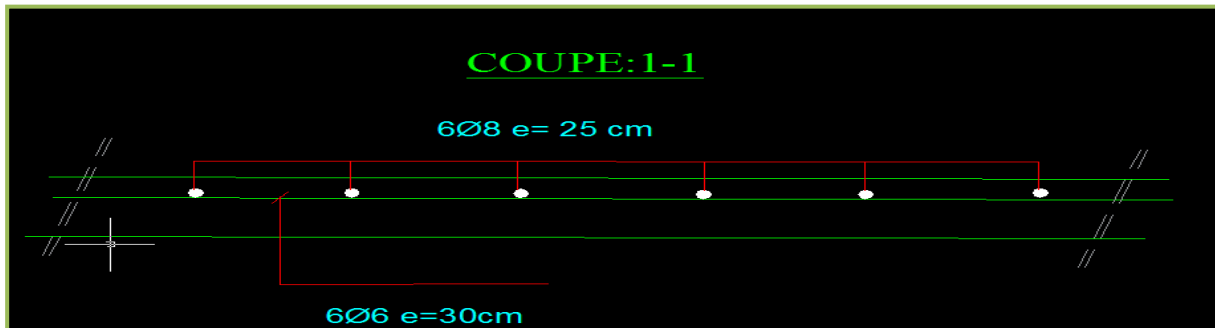
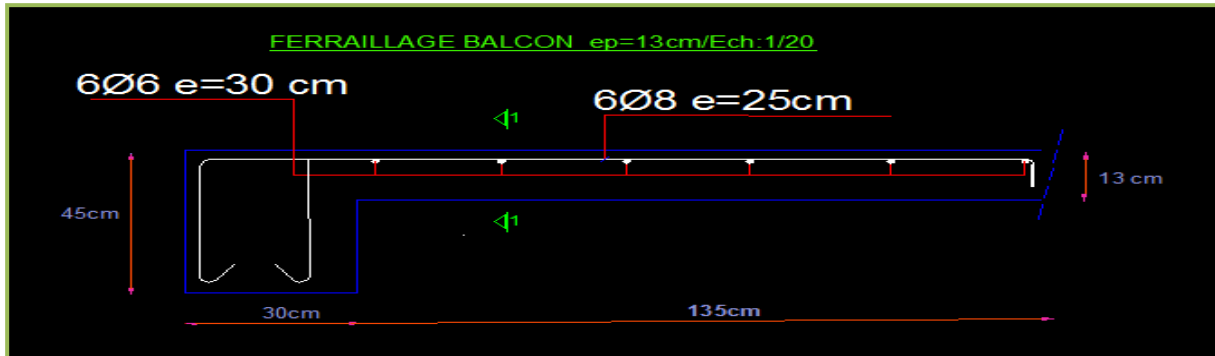


Fig.III.4.3. plan de ferrailage du balcon terrassé.

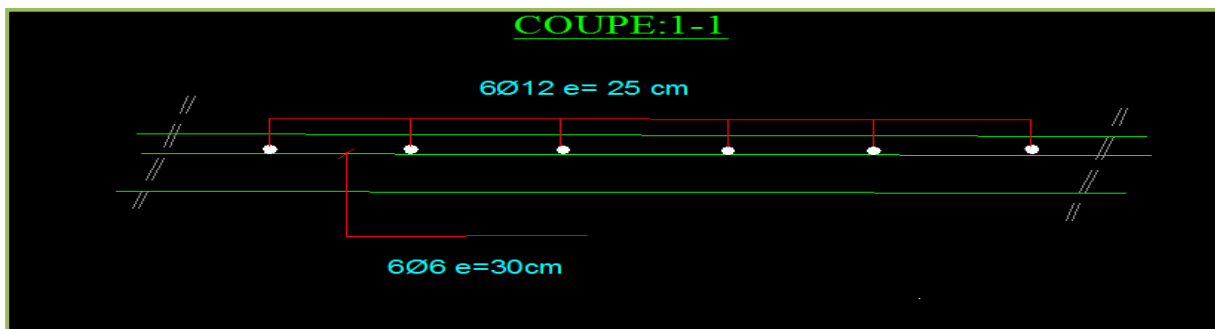
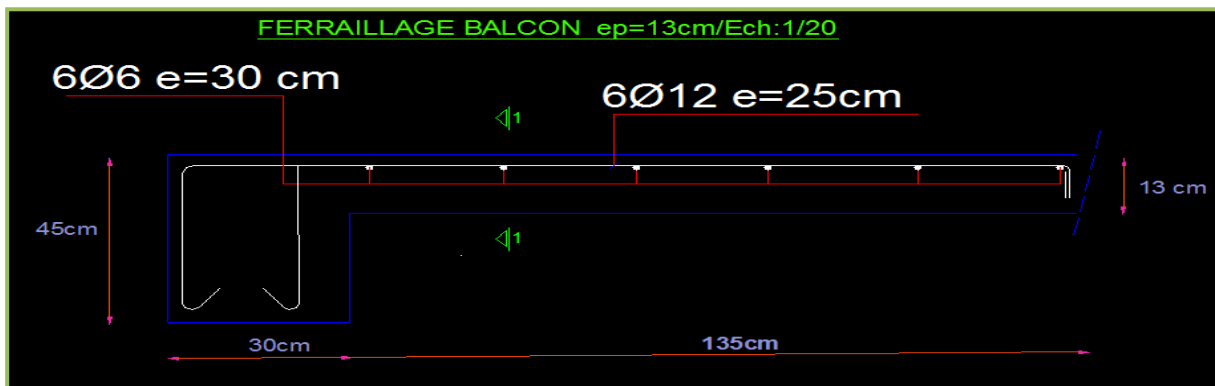


Fig.III.4.4. plan de ferrailage du balcon étage courant.

CHAPITRE IV

IV. 1. Etude au vent

IV.1.1.Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

IV.1.2.Application du R N V 99

➤ Vérification à la stabilité d'ensemble

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

IV.1.2.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

- Données relatives au site.
- Site plat (ch2, tab2, 5) p48 ; $c_t=1$.
- Zone I (tab2, 3) p46 ; $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.
- Terrain de catégorie (IV) p47; tab (2,4) présente les valeurs suivants :

$$K_t = 0,24 ; Z_0 = 1\text{m} ; Z_{min} = 16\text{m} ; \varepsilon = 0,46.$$

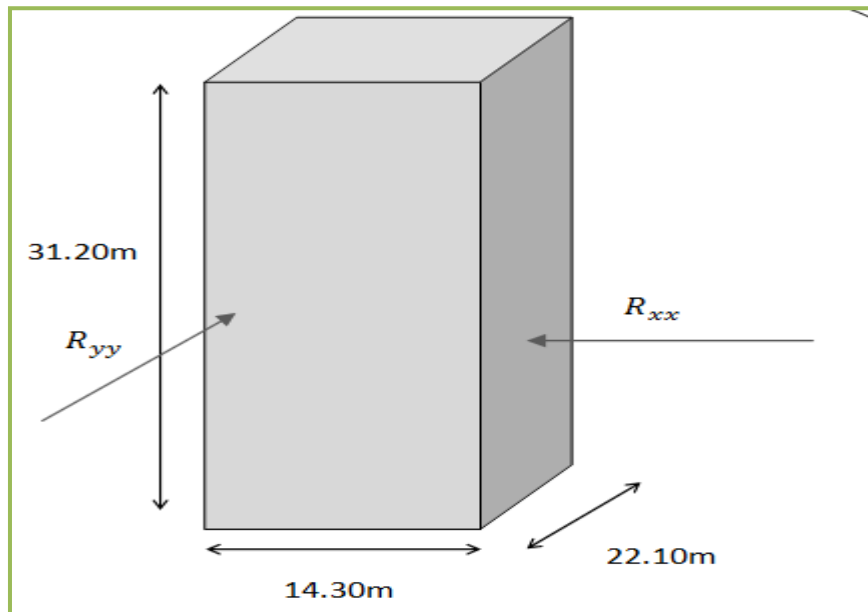


Fig. IV.1.1. Action du vent

▪ Valeur C_d :

Notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51(RNV99) pour

- Sens y-y

h = 31.20 m et b = 14.30 m.

Après l'interpolation : On aura : $C_d = 0,96$

- Sens x-x

h = 31.20m et b = 22.10 m.

Après l'interpolation : On aura : $C_d = 0,94$

IV.1.2.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$q_{dyn} = q_{erf} \times C_e(Z_{eq})$ pour une structure permanente :

$q_{erf} = 375 \text{ N/m}^2$; (tab 2,3) RNV 99.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

q_{erf} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

Avec: $C_t(Z_{eq T}) =$

1. (tab 2.5 des RNV99).

C_r : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

- $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$
- $Z < Z_{min} \rightarrow C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)$

Zj (m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Ce	Qref	Qdyn N/m²
3,06	0,24	1	16	0,665	1	1,56	375	585
6,12	0,24	1	16	0,665	1	1,56	375	585
9,18	0,24	1	16	0,665	1	1,56	375	585
12,24	0,24	1	16	0,665	1	1,56	375	585
15,3	0,24	1	16	0,665	1	1,56	375	585
18,36	0,24	1	16	0,698	1	1,66	375	622,5
21,42	0,24	1	16	0,735	1	1,77	375	663,75
24,48	0,24	1	16	0,767	1	1,87	375	701,25
27,54	0,24	1	16	0,795	1	1,97	375	738,75
30,60	0,24	1	16	0,821	1	2,05	375	768,75
31,20	0,24	1	16	0,825	1	2,06	375	772,5

Tab. IV.1.1: Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

IV.1.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si la surface } S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.1} + C_{pe.10}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si la surface: } 1 m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si la surface } S \geq 10m^2$$

a) Parois verticales :

✚ Sens x : h = 31.20m et b = 22.10 m.

$$e = \min(b, 2h) = \min(22.10; 62.4) = 22.10 \text{ m}$$

$d < e$ donc on adopte le 2^{ème} cas

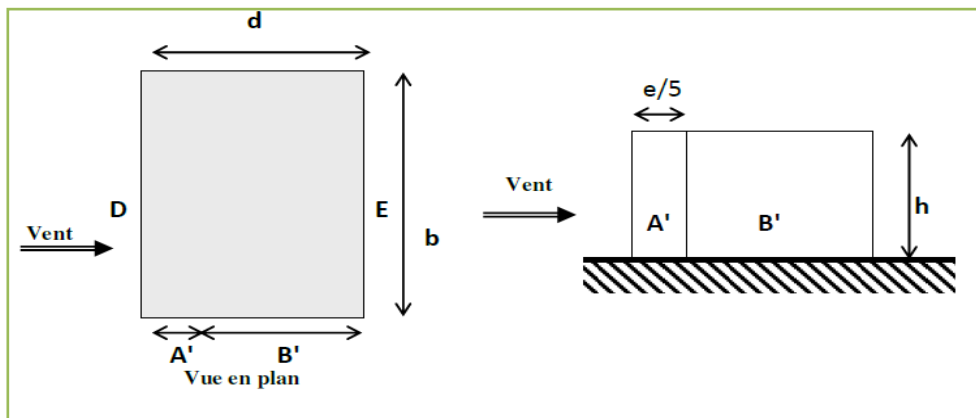


Fig. IV.1.2 : répartition des coefficients de pression (paroi verticale).

D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

	A'	B	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tab. IV.1.2 : les coefficients de pression externe (selon le sens X).

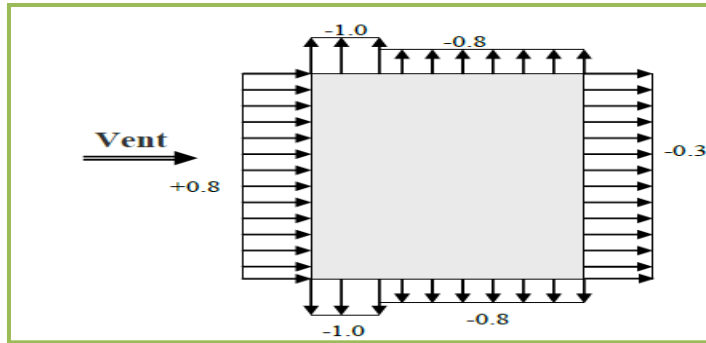
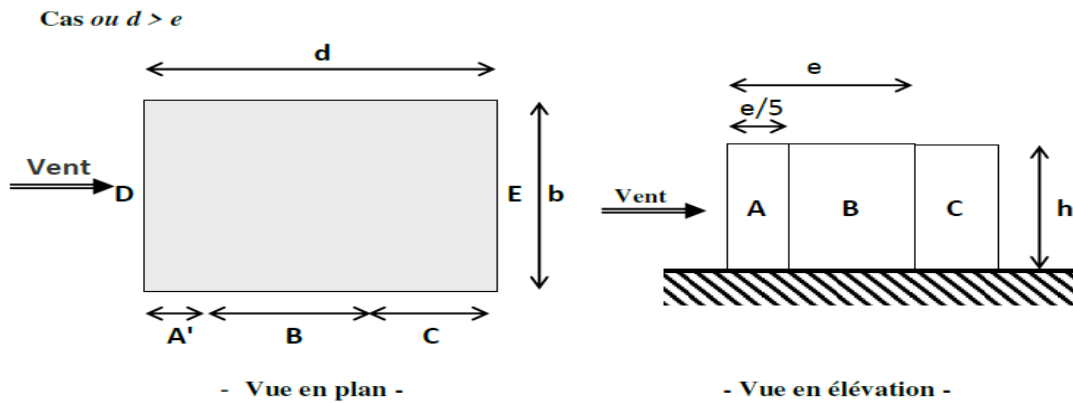


Fig. IV.1.3: les coefficients de pression externe (selon le sens X).

✚ Sens y : $h = 31.20\text{m}$ et $b = 14.30\text{ m}$.

$$e = \min(b, 2h) = \min(14.30; 62.4) = 14.30\text{ m}$$

$d > e$ donc on adopte le 1^{émé} cas



D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tab. IV.1.3: les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

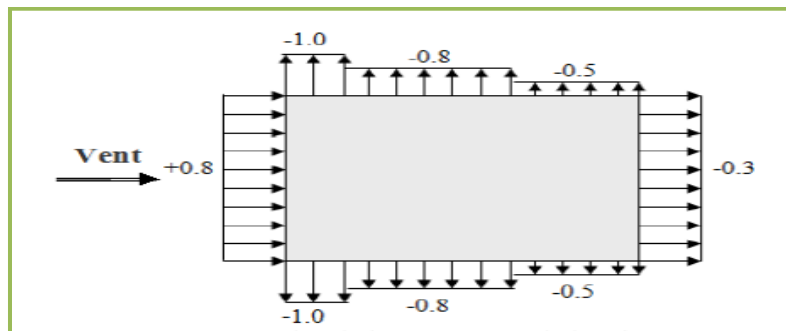


Fig. IV.1.4: les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

b) Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

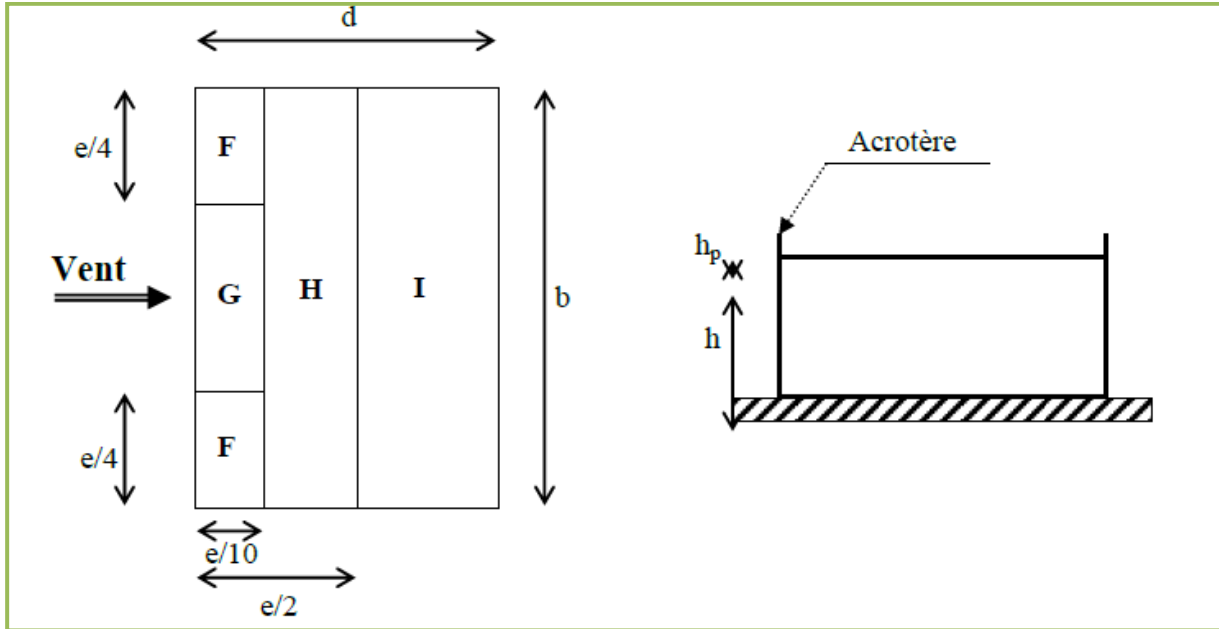


Fig. IV.1.5: légende pour les toitures plates.

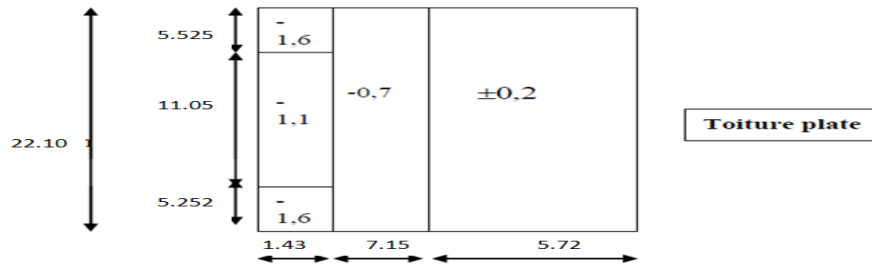
$$e = \min (b, 2h) = 22.10 \text{ m}$$

		Zone			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$\frac{h_p}{h} = 0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
	$\frac{h_p}{h} = 0.05$	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2
	$\frac{h_p}{h} = 0.10$	-1.2	-0.8	-0.7	± 0.2

Tab. IV.1.5: les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/30.60 = 0.0196$.

Donc :



IV.1.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ RNV99 (art 2.2 P78).

IV.1.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on a le tableau suivant :

zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
B	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
C	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
D	0.8	0.8	-0.5	0	1
E	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2
F	-1.6	0.8	-0.5	-2.4	-1.1
G	-1.1	0.8	-0.5	-1.9	-0.6
H	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
I	-0.2	0.8	-0.5	-1	0.3
	+0.2			-0.6	0.7

Tab .IV.1.6.Détermination du coefficient de pression de vent C_p

IV.1.3. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule

2.1 (RVN99 P.40): $q_j = C_d \times W(Z_j)$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j.

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivant : $W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$

IV.1.4. Calcul des forces de frottement

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée

IV.1.5. Détermination de la Force résultante:

La force résultante R se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;

➤ Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante : $R = \sum(q_j * S_j) + \sum F * f_{rj}$.

Zj	zone	S(x, x)	S (y, y)	q_{dyn}	$q_{j(x,x)}$	$q_{j(y,y)}$	R(x, x)	R (y, y)
3.06	-1.1	67.626	43.758	585	-617.76	-604.89	-41776	-26468
6.12	-1.1	67.626	43.758	585	-617.76	-604.89	-41776	-26468
9.18	-1.1	67.626	43.758	585	-617.76	-604.89	-41776	-26468
12.24	-1.1	67.626	43.758	585	-617.76	-604.89	-41776	-26468
15.3	-1.1	67.626	43.758	585	-617.76	-604.89	-41776	-26468
18.36	-1.1	67.626	43.758	622,5	-657.36	-643.66	-44454	-28165
21.42	-1.1	67.626	43.758	663,75	-700.92	-686.31	-47400	-30031
24.48	-1.1	67.626	43.758	701,25	-740.52	-725.09	-50078	-31728
27.54	-1.1	67.626	43.758	738,75	-780.12	-763.86	-52756	-33424
30.6	-1.1	67.626	43.758	768,75	-811.8	-794.88	-54900	-34782
31.2	-2.4	67.626	43.758	772,5	-1779.8	-1742.7	-120360	-76257
	-1.9				-1409	-1379.6	-95285	-60368
	-1.5				-1112.4	-1089.2	-75227	-47661

Tab .IV.1.7. Présentant les résultats.

D'où on obtient : $R(x, x) = 749340N$

$R(y, y) = 474756N$

✚ Commentaire:

Le R N V 99 prise en compte bien le vent telles que:

- Diffusion de vent.
- Les zones plus excitées par le vent.
- La force du frottement.
- Les directions.

✚ Vérification de la stabilité:

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

IV.1.6. Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

IV. 2. Etude Sismique :

IV. 2.1. Introduction :

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestre appelé aussi la dérive des continents. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées plaques tectoniques et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différent niveau de la structure.

IV. 2.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV. 2.2.1. Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

Peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a) , les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes

Zone II :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV. 2.2.2. La méthode dynamique:**a) La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

IV. 2.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / V 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** donc en Zone **IIa**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe **2**.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **ferme** catégorie **S2**.

IV. 2.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3)**a) Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Description du logiciel ROBOT VERSION 2014 :

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

c) Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q ($\beta = 0,2$).

d) Spectre de réponse de calcul.

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, **paragraphe 4.3.3 du RPA 99.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

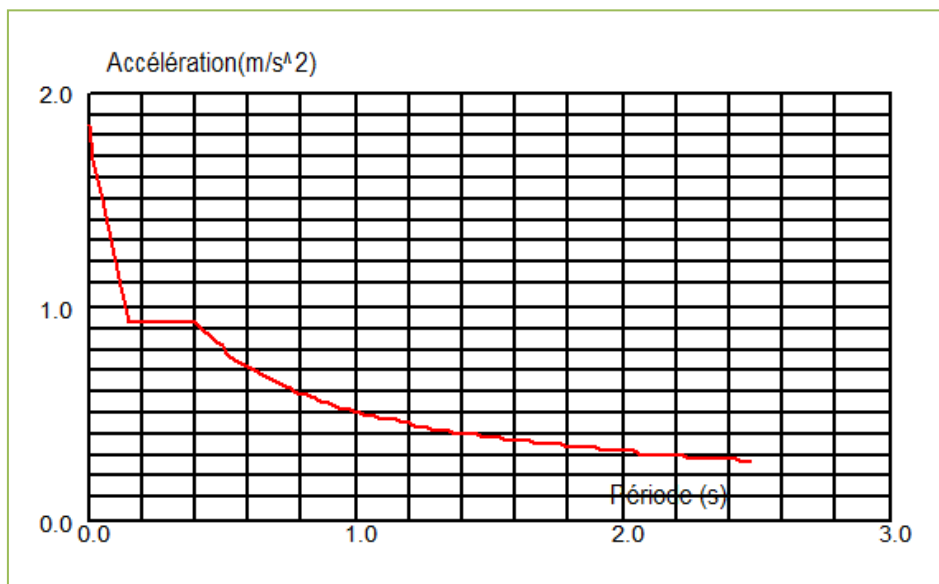


Fig. IV.2.1: Courbe de spectre de réponse.

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 v 2003)

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 \geq 0.7$

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 du RPA99v2003).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité (Tableau 4.4 du RPA2003).

- **Classification des zones sismiques** : tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Notre ouvrage est implanté dans la **wilaya de Sétif** donc en **zone IIa**

- **Classification de site** :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **ferme** catégorie **S2**.

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où : sol **ferme**

Site	S2
T_1 (sec)	0.15
T_2 (sec)	0.40

- **Classification de l'ouvrage** :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

*Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

*Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

*Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

*Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage : Groupe **2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.**

- **facteur qualité**

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q$$

Il est fonction de :

*La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

*La régularité en plan et en élévation.

*La qualité du contrôle de la construction.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le **tableau 4.4 du RPA99 ver. 2003** :

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	observé
2. Redondance en plan	0	observé
3. Régularité en plan	0.05	Non observé
4. Régularité en élévation	0	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	Non observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	Non observé
	0.2	

P_q : Valeurs des pénalités le **Tab 4.4 (RPA 99 la page 30)**

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

- **R = 5 contreventement mixte**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

- **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**

$$T = \min \left\{ \left(0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) ; \left(c_t \times h_N^{\frac{3}{4}} \right) \right\} \text{ Avec:}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau (4.6) du RPA99, version2003 p31** → $C_t = 0.05$

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

Donc :

$$T = 0.05 \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (31.20)^{\frac{3}{4}} = 0.66sec.$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{31.20}{\sqrt{22.10}} = 0.59sec.$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{31.20}{\sqrt{14.30}} = 0.74sec.$$

📌 Récapitulation:

Coefficient	A	R	Q	ξ (%)	η	T_1 (s)	T_2 (s)	T_y (s)	T_x (s)
Valeur	0.15	5	1.2	7	0.881	0.15	0.40	0.74	0.59

Tableau IV.2.1 Paramètres sismiques

e) Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

*la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

*Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV. 2.5. Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT :

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

❖ Remarque

Les dimensions définitives sont :

Poutres principales	Poutres secondaires	Epaisseur du voile	section de poteaux
(30*45) cm ²	(30*35) cm ²	15cm	(40*50) cm ²

IV. 2.5.1 Variante initiale :

➤ La structure initiale est présentée dans la figure suivante:

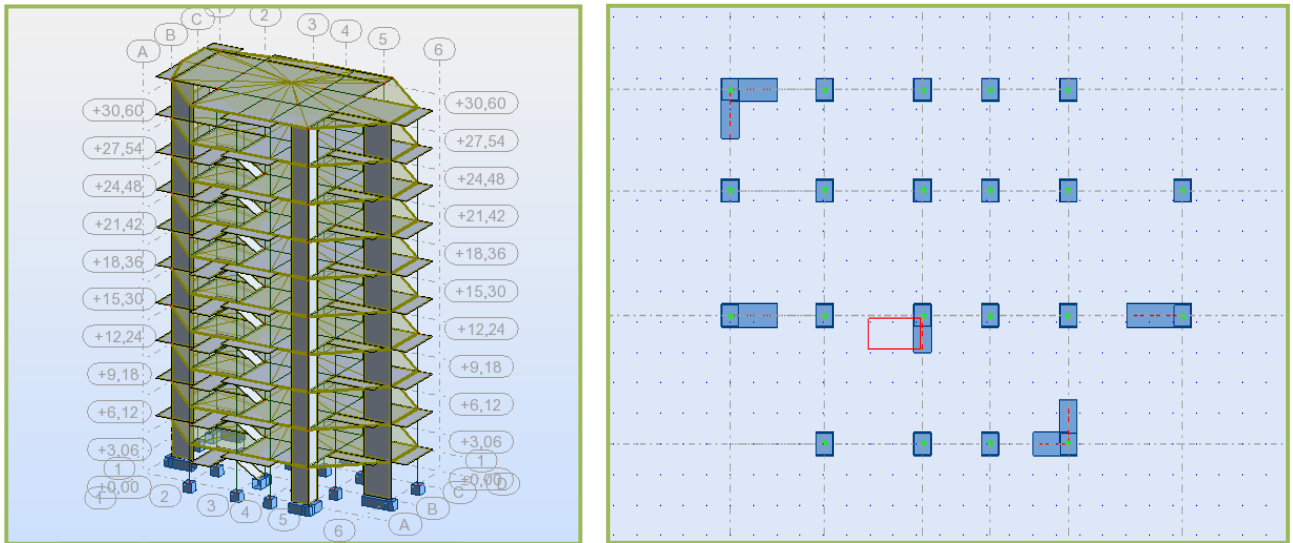


Fig. IV.2.2. Modèle initiale

➤ Le tableau ci-dessous présent les périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	0,70	1,43	0,45	71,61	0,00	0,45	71,61	0,00
5/ 2	0,96	1,04	14,35	75,19	0,00	13,89	3,58	0,00
5/ 3	1,06	0,94	74,51	75,24	0,00	60,17	0,06	0,00
5/ 4	2,33	0,43	74,57	86,28	0,00	0,06	11,04	0,00
5/ 5	3,28	0,31	76,36	86,99	0,00	1,78	0,71	0,00
5/ 6	3,59	0,28	86,99	86,99	0,00	10,63	0,00	0,00
5/ 7	4,59	0,22	87,03	91,56	0,00	0,04	4,57	0,00
5/ 8	6,60	0,15	87,46	91,83	0,00	0,43	0,27	0,00
5/ 9	7,18	0,14	92,13	91,84	0,00	4,68	0,01	0,00
5/ 10	7,54	0,13	92,16	94,49	0,00	0,03	2,65	0,00

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

1) -La période fondamentale $T_y = 1.43s$.

-La période fondamentale $T_x = 1.04s$.

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

$$T_{y\text{dyn}} = 1.43s > T = 0.74 \times 1.3 = 0.962s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$T_{x\text{dyn}} = 1.04s > T = 0.59 \times 1.3 = 0.767s \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

- 2) Le premier mode est un mode de translation avec un taux de participation modale U_y :
71.61%
- 3) Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe X : $U_x = 13.89\%$
- 4) Le 3^{ème} mode de torsion (non pure) couplé avec un déplacement $\alpha = \arctg(74.51/75.24)$.
- 5) Il faut 8 modes atteindre les 90% de participation de masses modales exigée par le RPA2003 Art 4.3.4a.

✚ **Les schémas des trois premiers modes de vibration.**

- Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles:

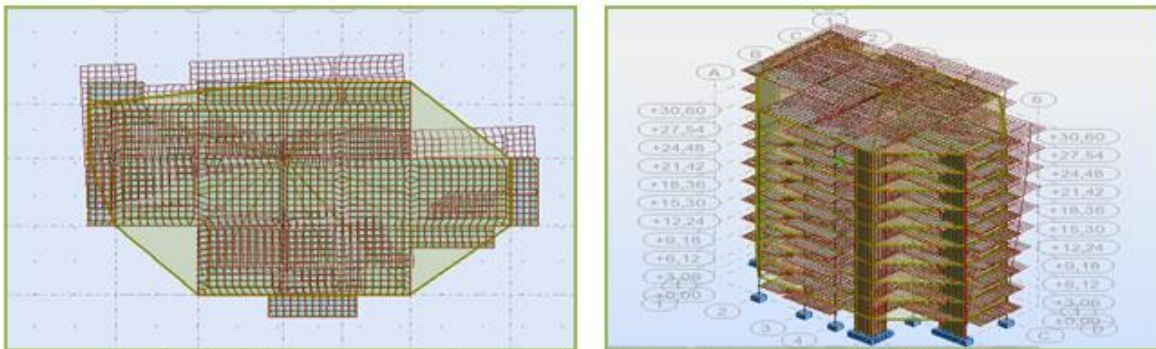


Fig. IV.2.3: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=1.43s).

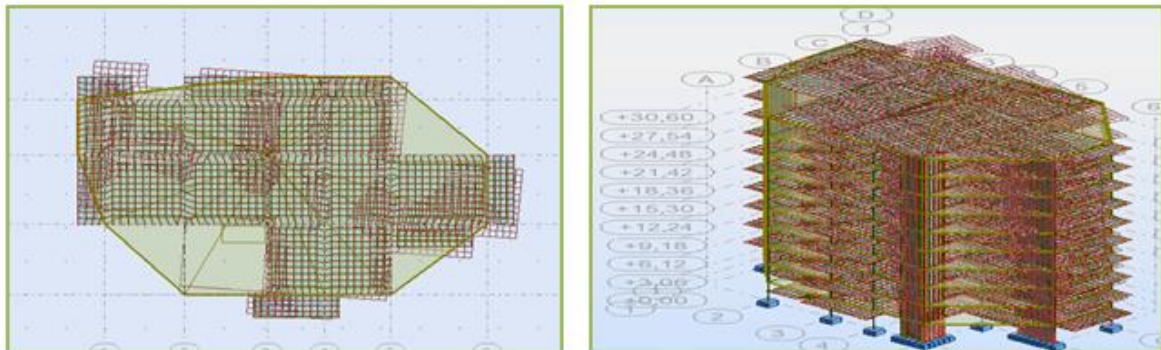


Fig. IV.2.4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T2=1.04s).

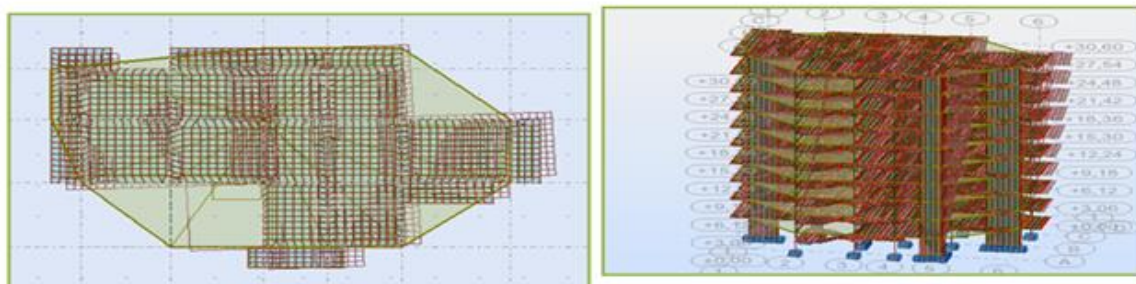


Fig. IV.2.5: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0.94s).

2.5.2. Variante final :

- La disposition des voiles représentée sur la figure ci-dessous sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

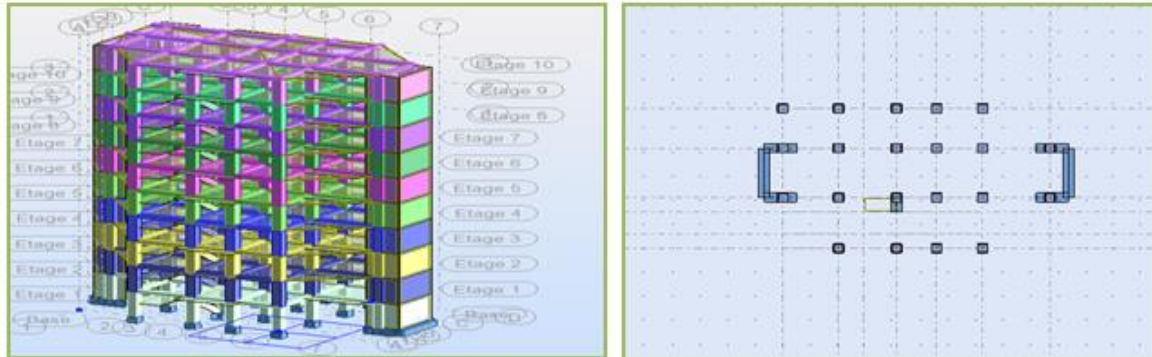


Fig. IV.2.6: Modèle final

- Le tableau ci-dessous présente les périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	1,36	0,74	74,73	0,03	0,0	74,73	0,03	0,0
5/ 2	1,47	0,68	74,76	70,30	0,0	0,03	70,28	0,0
5/ 3	2,33	0,43	74,78	70,43	0,0	0,03	0,13	0,0
5/ 4	4,62	0,22	87,34	70,43	0,0	12,56	0,00	0,0
5/ 5	5,66	0,18	87,34	88,35	0,0	0,00	17,92	0,0
5/ 6	9,17	0,11	87,55	88,35	0,0	0,21	0,00	0,0
5/ 7	9,24	0,11	92,64	88,35	0,0	5,09	0,00	0,0
5/ 8	11,35	0,09	92,65	93,69	0,0	0,00	5,34	0,0
5/ 9	14,91	0,07	95,54	93,69	0,0	2,90	0,00	0,0
5/ 10	16,47	0,06	95,55	96,46	0,0	0,00	2,77	0,0

- **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

- 1) -La période fondamentale $T_y = 0.68\text{sec}$.
-La période fondamentale $T_x = 0.74\text{sec}$.

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

$$T_{y\text{dyn}} = 0.68\text{s} < T = 0.74 \times 1.3 = 0.962\text{s} \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée.}$$

$$T_{x\text{dyn}} = 0.74\text{s} < T = 0.59 \times 1.3 = 0.767\text{s} \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée.}$$

- 2) Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x : 74.73\%$.
- 3) Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_y = 70.28\%$.
- 4) Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- 5) Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y ($U_x \text{ et } U_y \geq 90\%$).

✚ Les schémas des trois premiers modes de vibration.

-Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles:

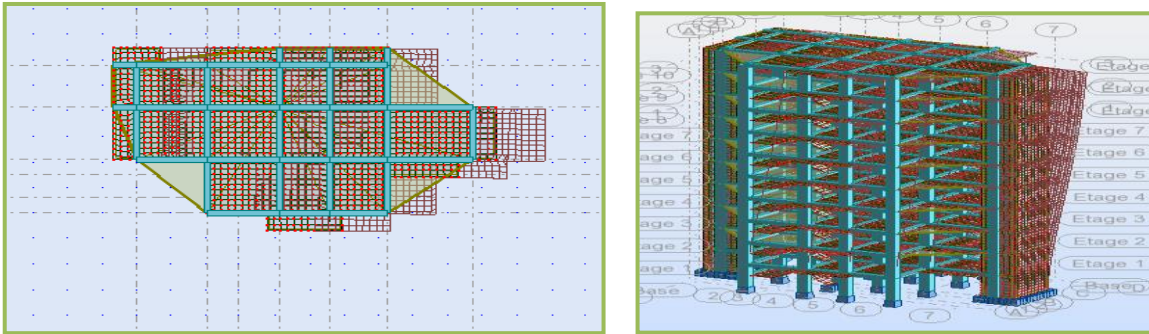


Fig. IV.2.7: Premier mode de vibration. Vue 3D ET vue en plan (T1=0.74s).

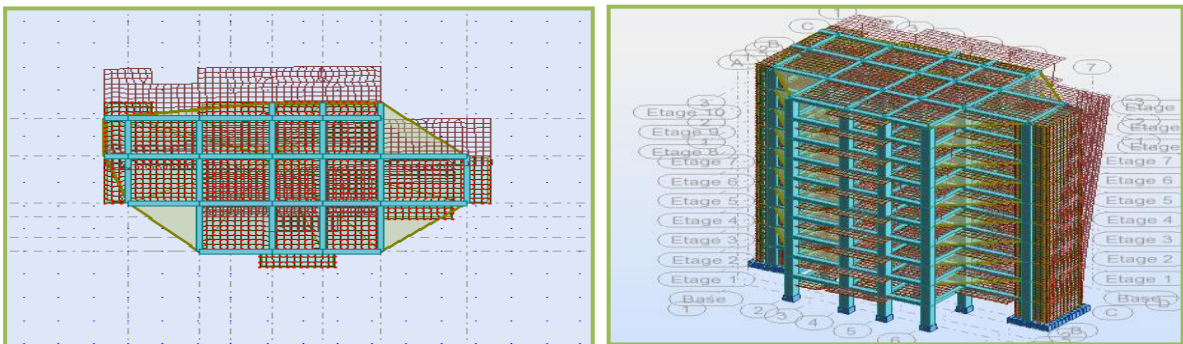


Fig. IV.2.8: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T2=0.68s).

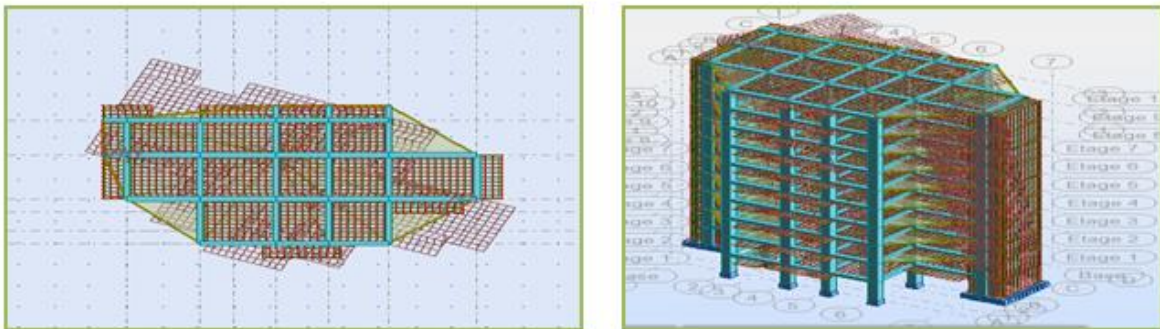


Fig. IV.2.9: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T3=0.43s).

➤ distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

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

F_x [kn]	F_x sur les poteaux [KN]	F_y [KN]	F_y sur les poteaux [KN]	F_z [KN]	F_z sur les voiles [KN]
1707,92	981,77	1753,50	462,70	-27662.8	-5536,73

Le tableau ci-dessous présent les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{981,77}{1707,92} = 57.48\% > 25\% \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{462,70}{1753,50} = 26.38\% > 25\% \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{F_z \text{voil}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-5536,73}{-27662.8} = 19.99\% \leq 20\% \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

IV. 2.6. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

- Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

➤ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

D'après le **tableau IV.2.1** de Paramètres sismiques en a :

Coefficient	A	R	Q	ξ (%)	η	T_1 (s)	T_2 (s)	T_y (s)	T_x (s)
Valeur	0.15	5	1.2	7	0.881	0.15	0.40	0.74	0.59

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

En a le cas que

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3.0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0s \end{cases}$$

Donc : $D = \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.881 \left(\frac{0.40}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.69 \\ D_x = 2.5 \times 0.881 \left(\frac{0.40}{0.74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.46 \end{cases}$

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Avec : $\beta = 0.20$

- W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes.
- W_{Q_i} : La charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003).

On a estimé le poids totale de la structure **W= 1892.7402t**

❖ **Résumé des résultats :**

Sens	A	R	D	Q	W (t)	$V_{st}(t)$	$V_{dyn}(t)$	$0.8V_{st}(t)$
Longitudinal (XX)	0,15	5	1.69	1,20	1892.7402	115.15	170.792	92.12
Transversal (YY)	0,15	5	1.46	1,20	1892.7402	99.48	175.350	87.45

Tableau. IV.2 .2: les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ (RPA99 art 4.3.6) → **Condition vérifier.**

IV. 2.7. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

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.

➤ **Sens X:**

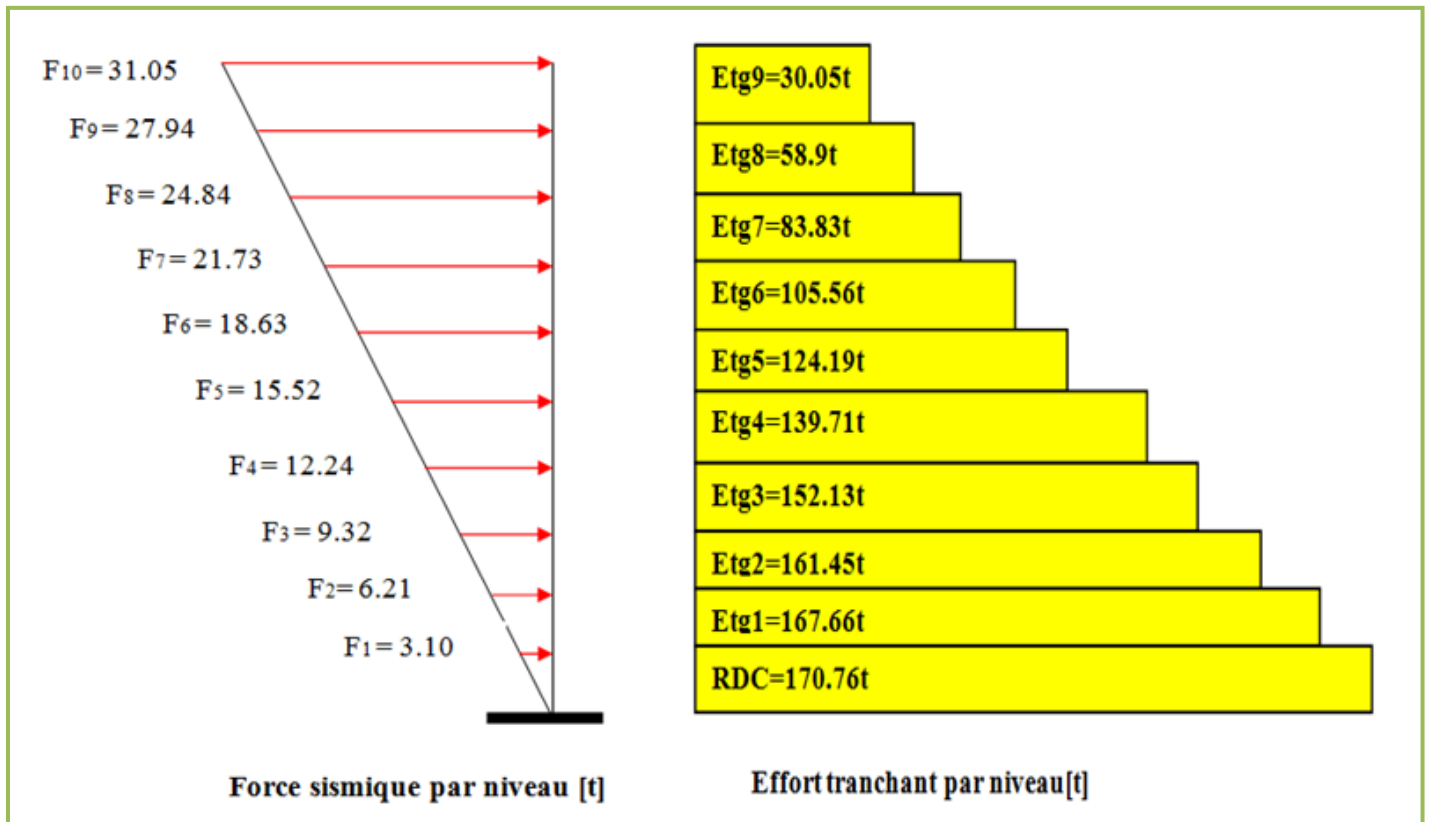


Fig. IV. 2.10 : Effort tranchant et force sismique par niveau [t] (sens x-x).

➤ Sens-Y

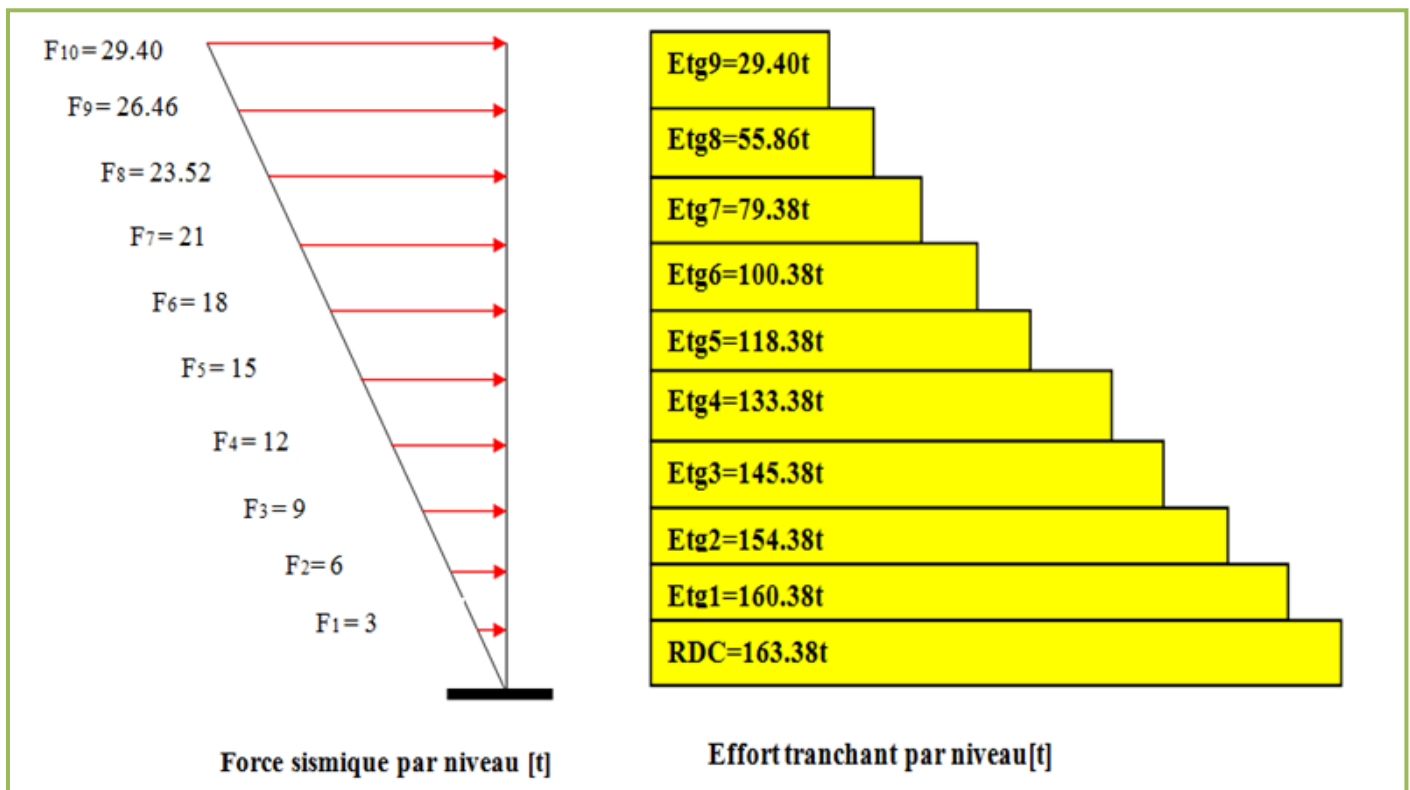


Fig. IV. 2.11 : Effort tranchant et force sismique par niveau [t] (sens y-y).

IV. 2.8. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

(RPA art 4.4.3) $\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$

δ_{ck} : Déplacement

dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : 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.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible (égale à (1%he = 0,01 he).

➤ Sens Longitudinal:

Etage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr Ux$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ 1% he[cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,3	0,3	3.06	cv
1	0,9	0,6	3.06	cv
2	1,7	0,8	3.06	cv
3	2,5	0,8	3.06	cv
4	3,3	0,8	3.06	cv
5	4,1	0,8	3.06	cv
6	4,8	0,7	3.06	cv
7	5,4	0,6	3.06	cv
8	5,9	0,5	3.06	cv
9	6,3	0,4	3.06	CV

Tab. IV.2.4: Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Sens Transversal:

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	CV
1	0,7	0,5	3.06	CV
2	1,2	0,6	3.06	CV
3	1,9	0,6	3.06	CV
4	2,6	0,7	3.06	CV
5	3,3	0,7	3.06	CV
6	4,0	0,7	3.06	CV
7	4,7	0,7	3.06	CV
8	5,4	0,7	3.06	CV
9	6,0	0,6	3.06	CV

Tab. IV.2.5: 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 et **Vérifier**.

IV. 2.9. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :

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 :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k

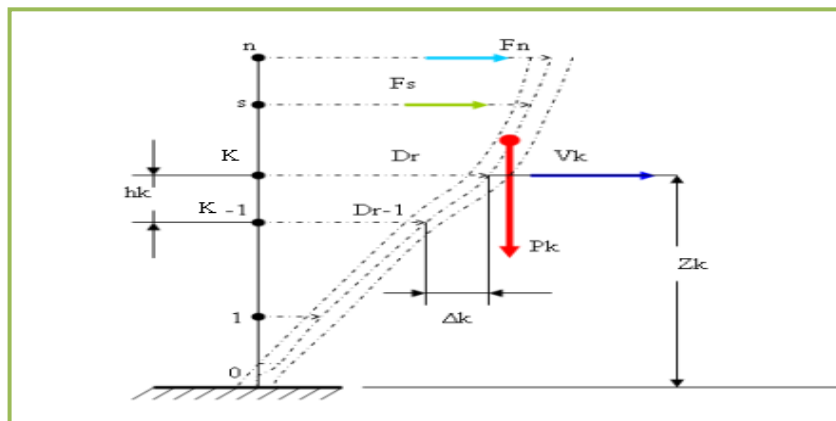


Fig. IV.2.12: Notion des effets du second ordre.

➤ Sens Longitudinal :

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_X [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	185.663	185.663	0.003	35.775	3,06	0.050	C.V
8	189.675	375.338	0.006	63.943	3,06	0.011	C.V
7	189.675	565.013	0.008	87.080	3,06	0.016	C.V
6	189.675	754.688	0.008	107.362	3,06	0.018	C.V
5	189.675	944.363	0.008	124.537	3,06	0.019	C.V
4	189.675	1134.038	0.008	139.285	3,06	0.021	C.V
3	189.675	1323.713	0.007	151.444	3,06	0.019	C.V
2	189.675	1513.388	0.006	160.759	3,06	0.018	C.V
1	189.675	1703.063	0.005	167.628	3,06	0.016	C.V
RDC	189.675	1892.738	0.004	170.792	3,06	0.014	C.V

Tab. IV.2.6: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

➤ Sens Transversal :

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	185.663	185.663	0.002	39.188	3,06	0.003	C.V
8	189.675	375.338	0.005	69.555	3,06	0.008	C.V
7	189.675	565.013	0.006	92.823	3,06	0.011	C.V
6	189.675	754.688	0.006	112.153	3,06	0.013	C.V
5	189.675	944.363	0.007	128.291	3,06	0.016	C.V
4	189.675	1134.038	0.007	142.202	3,06	0.018	C.V
3	189.675	1323.713	0.007	154.083	3,06	0.019	C.V
2	189.675	1513.388	0.007	163.733	3,06	0.021	C.V
1	189.675	1703.063	0.007	171.409	3,06	0.022	C.V
RDC	189.675	1892.738	0.006	175.350	3,06	0.021	C.V

Tab. IV.2.7: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV. 2.10. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- **Ms** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

-**W** : le poids total de la structure.

-**L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.

-**Mr** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

➤ **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 1892.74 \times 22.10/2 = 20914.55 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	3.10	3.06	9.48
1	6.21	6.12	38.00
2	9.32	9.18	85.55
3	12.42	12.24	152.02
4	15.52	15.3	237.45
5	18.63	18.36	342.04
6	21.73	21.42	466.76
7	24.84	24.48	608.08
8	27.94	27.54	770.30
9	31.05	30.60	950.13
M_{rx} = ∑ F_i × h_i =			3659.81

Tab. IV.2.8: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{20914.55}{3659.81} = 5.71 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

➤ **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 1892.74 \times 14.30/2 = 13533.09 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	3.00	3,06	9.18
1	6.00	6,12	36.72
2	9.00	9,18	82.62
3	12.0	12,24	146.88

4	15.0	15,3	229.5
5	18.0	18,36	330.48
6	21.0	21,42	449.82
7	23.52	24,48	575.76
8	26.46	27,54	726.32
9	29.40	30.60	899.64
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			3486.92

Tab. IV.2.9 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{13533.09}{3486.92} = 3.88 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV. 2.11. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV. 2.11.1. 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

_ **M_i** : la masse de l'élément i.

_ **X_i, Y_i** : les coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

IV. 2.11.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{\sum I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{\sum I_{jx}}$$

- I_yi: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_yi.
- I_xi: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_xi.

IV. 2.11.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr} \quad e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

1) **L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| \quad e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

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 xx: $e_{ACC} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 22.10 = 1.10m$

-Sens yy: $e_{ACC} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 14.30 = 0.715m$

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 :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théo.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	189.675	8,94 6,39 2,29	9,62 6,26 2,29	0,68	0,13
1	189.675	8,94 6,39 5,35	9,62 6,26 5,35	0,68	0,13
2	189.675	8,94 6,39 8,41	9,62 6,26 8,41	0,68	0,13
3	189.675	8,94 6,39 11,47	9,62 6,26 11,47	0,68	0,13
4	189.675	8,94 6,39 14,53	9,62 6,26 14,53	0,68	0,13
5	189.675	8,94 6,39 17,59	9,62 6,26 17,59	0,68	0,13
6	189.675	8,94 6,39 20,65	9,62 6,26 20,65	0,68	0,13
7	189.675	8,94 6,39 23,71	9,62 6,26 23,71	0,68	0,13
8	189.675	8,94 6,39 26,77	9,62 6,26 26,77	0,68	0,13
9	185.663	9,01 6,49 29,87	9,65 6,27 29,87	0,63	0,63

Tab. IV.2.10: Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	734 744 754		22,10	14,30	1,11	0,72
2	Etage 2	5 735 745 755		22,10	14,30	1,11	0,72
3	Etage 3	736 746 756		22,10	14,30	1,11	0,72
4	Etage 4	737 747 757		22,10	14,30	1,11	0,72
5	Etage 5	738 748 758		22,10	14,30	1,11	0,72
6	Etage 6	9 739 749 759		22,10	14,30	1,11	0,72
7	Etage 7	740 750 760		22,10	14,30	1,11	0,72
8	Etage 8	741 751 761		22,10	14,30	1,11	0,72
9	Etage 9	742 752 762		22,10	14,30	1,11	0,72
10	Etage 10	743 753 763		22,10	14,30	1,11	0,72

Tab. IV.2.11: L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV. 2.12. 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 2014, ces résultats.

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculer les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

CHAPITRE V

V. 1. Ferrailage des éléments porteurs :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V. 2. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

☒ **G** : Charges permanentes.

☒ **Q** : Charges d'exploitations.

☒ **E** : Efforts sismiques.

➤ Combinaisons prises en compte :

✚ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow E.L.U.$$

$$G + Q \rightarrow E.L.S.$$

✚ **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

Le tableau ci-après:

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	$F_{c28} (MPa)$	$\sigma_b (MPa)$	γ_s	$F_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tab. V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

V. 3. Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

V. 3.1. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

✚ Selon BAEL91 : ELU : $1,35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

✚ Selon RPA99/2003 : $G + Q + E$

$0.8G \pm E$

V. 3.2. Etapes à suivre :

V. 3.2.1. Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003 art 7.4.2.1) :

➤ Armatures minimales : $0.8\% \times B$ en zone II.

➤ Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

➤ La longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone II.

Avec : **B** : Section de la poutre.

V. 3.2.2. Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

❖ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$$

➤ En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

V. 3.3. Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

A. Poutre principal :

1. Armatures Longitudinales :

$$b = 30\text{cm}, h = 45\text{cm}, d = 42\text{cm}$$

✚ En Travée

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}; \sigma_b = 14.2\text{MPa}; \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0; \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	52.94	0.07	0,392	0.09	0.964	3.75

✚ En Appuis :

➤ Accidentelle : G+Q+E :

$$\sigma_b = 18.5\text{MPa}; \sigma_s = 400\text{MPa}$$

	M (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Appuis	134.24	0.137	0.392	0.180	0.928	8.61

✚ Vérifications nécessaires pour les poutres :

☒ BAEL :

◆ Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52\text{cm}^2$$

◆ Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\text{pour la poutre principale}$$

☒ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,8% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.008 \times h \times b = 0.008 \times 45 \times 30 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Travée	3.75	1.52	1.35	10.8	10.8	6T16=12.06
Appuis	8.61	1.52	1.35	10.8	10.8	6T16=12.06

Tab. V.2 : Tableau Récapitulatif Poutre principal

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

	Eléments	α	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.09	52.94	38.69	1.36	0.434	Vérifier
	Appuis	0.154	134.24	69.83	1.92	0.71	Vérifier

☒ **Vérification de la flèche :** BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.90} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow CV$

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.90} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow CV$

$$\triangleright \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \rightarrow 0.01 \geq \frac{11.78}{30 \times 42} = 0.009 \rightarrow CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

2. Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8$ mm de nuance FeE235

◆ Espacement :

-D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 33.3$ cm

-D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (10\phi_t, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq 15\phi_t = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

– dans la Zone nodale : $S_t = 10$ cm

– dans la Zone courante : $S_t = 20$ cm

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

◆ La section de ferrailage transversal

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale

$A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale

Donc on prend :

3T8 avec $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4T8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 112.62 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{112620}{300 \times 420} = 0.89 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots cv$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\overline{\tau}_u = \min (0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.89 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

B. Poutre secondaire :

1. Armatures Longitudinales :

$b = 30\text{cm}, h = 35\text{cm} , d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

✚ En Travée

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} ; \mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$

$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

	<i>M (KN.m)</i>	μ	μ_l	α	β	<i>A (cm²)</i>
Travée	20.21	0.047	0.392	0.06	0.976	1.88

✚ En Appuis :

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

$\sigma_b = 18.5\text{MPa}; \sigma_s = 400\text{MPa}$

	<i>M (KN.m)</i>	μ	μ_l	α	β	<i>A (cm²)</i>
Appuis	74.08	0.134	0.392	0.180	0.928	6.33

✚ Vérifications nécessaires pour les poutres :

☒ BAEL :

◆ **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A > \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$$

$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \dots\dots$ pour la poutre secondaire

☒ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0.8% en tout section :

$A_{\min}^{RPa} = 0.008 \times h \times b = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ en zone courante

$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

📌 **Tableau Récapitulatif :**

	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Travée	1.88	1.14	1.05	8.4	8.4	3T16+3T12= 9.42
Appuis	6.33	1.14	1.05	8.4	8.4	3T16+3T12 = 9.42

Tab. V.3. Tableau Récapitulatif poutre secondaire

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

	Eléments	α	$Mu(kN.m)$	$M_{ser}(kN.m)$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.06	20.21	14.68	1,37	0.435	Vérifier
	Appuis	0.180	74.08	34.13	2.17	0.835	Vérifier

📌 **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.10} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.065 \rightarrow CV$

➤ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.1} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow CV$

➤ $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \rightarrow 0.01 \geq \frac{9.42}{30 \times 31.5} = 0.0099 \rightarrow CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

2. Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

◆ **Espacement :**

- D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22)**: $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm}$

-D'après **RPA 99 (art 7.5.2, 2)** :

$S_t \leq \min (10\phi_t, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq 15\phi_t = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

– dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

– dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

◆ **La section de ferrailage transversal**

-D'après **BAEL 91(art A.5.1, 22)**:

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{235} = 1,02 \text{ cm}^2$$

-D'après **RPA 99** :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3T8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

4T8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 80,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{80220}{350 \times 315} = 0,72 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3,33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_U = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$.

$$\tau_U = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \text{ (c.v.)}$$

☒ **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×45)	Travée	6T16	12.06
	Appui	6T16	12.06
P.S (30×35)	Travée	3T16+3T12	9.42
	Appui	3T16+3T12	9.42

Tab. V.4.Les résultats des ferrillages des poutres.

V. 3.4. Présentation du ferrillage :

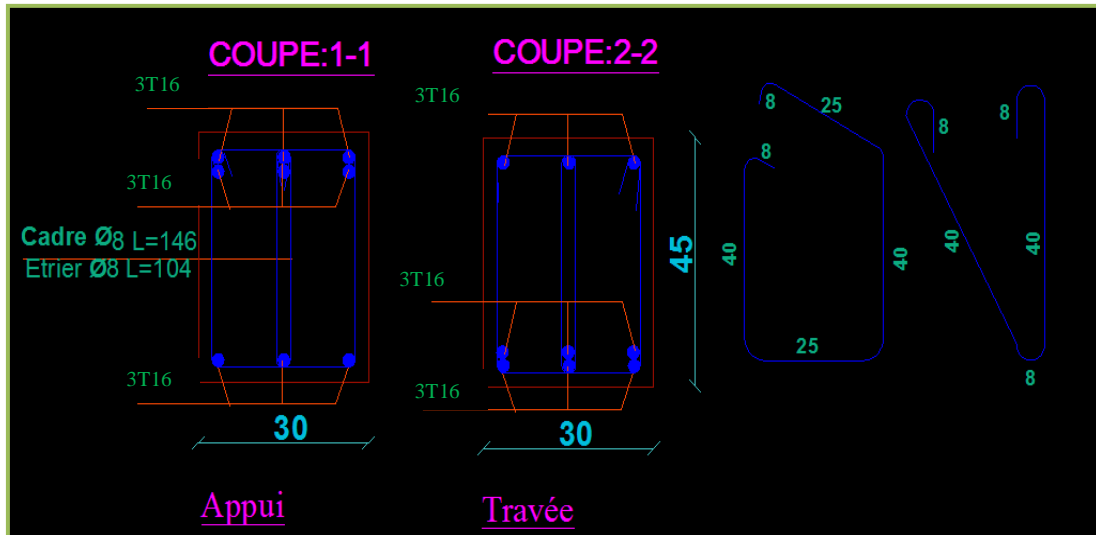


Fig. V.1 Ferrillage des poutres principales.

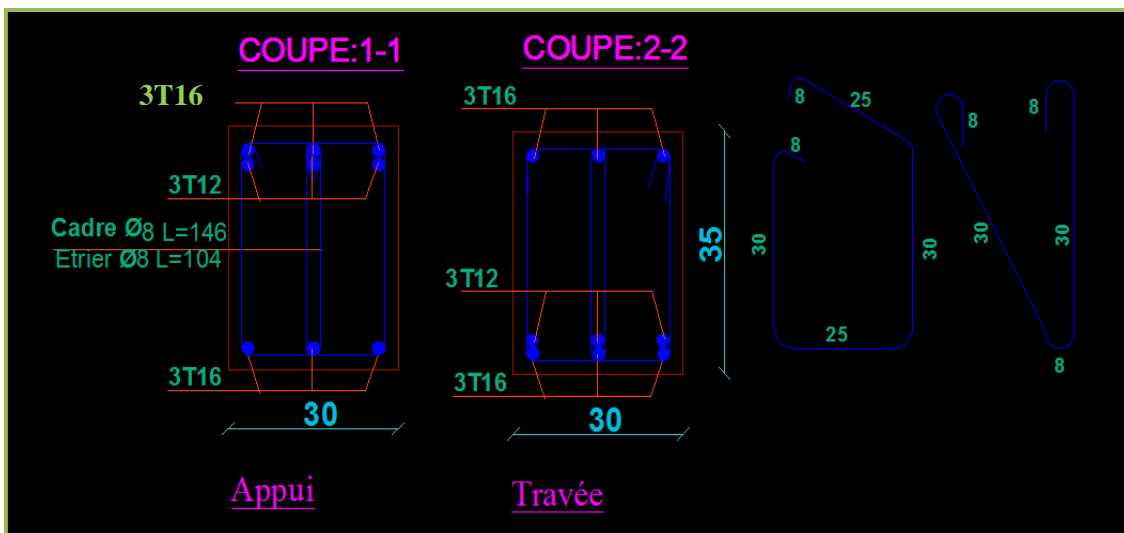


Fig. V.2.Ferrillage des poutres secondaire.

V. 4. Etude 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.

V. 4.1. Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

*N : est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

*N : est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie.

$$\underbrace{N(d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

☒ Le moment fictif :

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

☒ Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 :

$$\blacklozenge \text{ E.L.U: Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (C1)$$

➤ Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

$$\blacklozenge G + Q \pm E \dots\dots\dots (C2)$$

$$\blacklozenge 0.8G \pm E \dots\dots\dots (C3)$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

$$1) N_{max} \leftrightarrow M_{corr}$$

$$2) N_{min} \leftrightarrow M_{corr}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :

V. 4.2. Ferrailage longitudinale :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité par:

- Pourcentage maximal : $\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$
- Pourcentage minimal (zone II) : 0.8 %
- Diamètre minimum : 12 mm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

☒ **Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15\text{cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

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 ($l_f = 0.7 L$)

BAEL91 : (art A.8.1, 3)

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$
- leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

V. 4.3. Exemple de calcul ferrailage.

Soit le poteau du RDC (dimension 50×40) :

$$c = c' = 4 \text{ cm}; s = 50 \times 40(\text{cm}); \text{acier Fe E400}; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)
1719.66	8.51	75.11	2039.55	1326.09	72.92	1988.43	6.17

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 : $e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_A + e_0$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

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

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2\text{cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{8.51}{2719.66} = 0.00313 \text{ m} = 0.313\text{cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.313 = 2.313 \text{ cm.}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

l : Hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 4.284 < \max(15; 0.925)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 14.84$$

$$\lambda \leq 50 \quad \text{Si} \quad \alpha = \begin{cases} 0.85 \\ 1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{cases} = 0.655$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.0089 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.89 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.313 + 0.89 = 3.20 \text{ cm} = 0.032 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1719.66 \times 0.032 = 55.03 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 1719660 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 55030 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 0.04) 40 \times 50 \times 14.2 = 477619.84 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 55030 + 1719660 \times \left(0.45 - \frac{0.50}{2} \right) = 398962 \text{ N.m}$$

$$B = 1719660 (0.45 - 0.04) - 398962 = 306098.6 \text{ N.m}$$

$$A = 477.61 \text{ KN.m} > B = 398.96 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation durable :**

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot d^2 \cdot b} = 0.346 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.556 \quad ; \beta = 0.777$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = 32.78 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 32.78 - \frac{1719660}{100 \times 348} = -16.63 \text{ cm}^2.$$

✚ **G+Q+E :**

$$N_{max} = 2039.55 \text{ KN} ; M_{corrigé} = 75.11 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{75.11}{2039.55} = 0.0368 \text{ m} = 3.68 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3.68 = 5.68 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.0089 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.89 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.68 + 0.89 = 6.57 \text{ cm} = 0.0657 \text{ m.}$$

$$M_{corrigé} = N_{utm} \times e = 2039.55 \times 0.0657 = 133.99 \text{ KN.m.}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{max} = 2039550 \text{ N} ; M_{corrigé} = 133990 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h.$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 0.04) 40 \times 50 \times 18.5 = 622251.2 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 133990 + 2039550 \times \left(0.45 - \frac{0.50}{2} \right) = 541900 \text{ N.m}$$

$$B = 2039550 (0.45 - 0.04) - 541900 = 294315.5 \text{ N.m}$$

$$A = 622.25 \text{ KN.m} > B = 294.31 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot d^2 \cdot b} = 0.361 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.590 \quad ; \beta = 0.764$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = 39.40 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 39.40 - \frac{2039550}{100 \times 400} = -11.55 \text{ cm}^2.$$

✚ **0.8G±E:**

$$N_{min} = 1326.09 \text{ N} ; M_{corrigé} = 72.92 \text{ N.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{72.92}{1326.09} = 0.0549 \text{ m} = 5.49 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 5.49 = 7.49 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.0089 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.89 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.49 + 0.89 = 8.38 \text{ cm} = 0.0838 \text{ m.}$$

$$M_{corrigé} = N_{utm} \times e = 1326.09 \times 0.0838 = 111.12 \text{ KN.m.}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{min} = 1326090 \text{ N} ; M_{corrigé} = 111120 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 0.04) 40 \times 50 \times 18.5 = 622251.2 \text{ N.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 111120 + 1326090 \times \left(0.45 - \frac{0.50}{2} \right) = 376338 \text{ N.m}$$

$$B = 1326090 (0.45 - 0.04) - 376338 = 167358.9 \text{ N.m}$$

$$A = 622.25 \text{ KN.m} > B = 167.35 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot d^2 \cdot b} = 0.251 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.367 ; \beta = 0.853$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = 24.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 24.51 - \frac{1326090}{100 \times 400} = -8.64 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0,008 \times 40 \times 50 = 16 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 50 \times \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2.$$

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min \text{ BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
ELU	16.63	2.41	16	4T20+4T16= 20.61
0.8G±E	8.64			
G+Q±E	11.55			

Tab. V.5. Les choisit des sections.

✚ **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'ELS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{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 :

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

La contrainte d'acier est limitée par :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 1988,43 \text{ KN} ; M_{ser} = 6,17 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6,17}{1988,43} = 0,0031 \text{ m} = 0,31 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,31 < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \cdot h + 15A = 40 \times 50 + 15 \times 20,60 = 2309 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 22.12 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 22.12 = 27.42 \text{ cm}$$

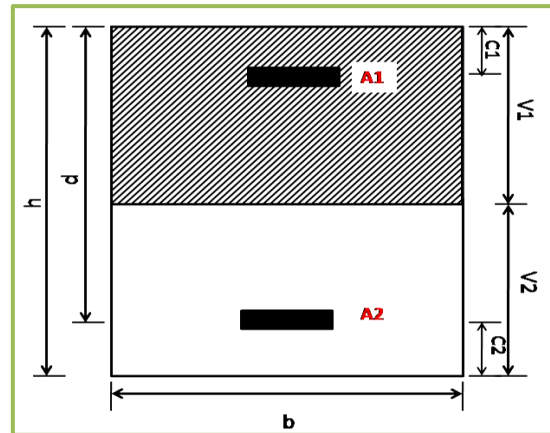


Fig. V.3. section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (22.12^3 + 27.42^3) + 15(10.3(22.12 - 4)^2 + 10.3(27.42 - 4)^2)$$

$$I_{xx} = 609338.92 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 6170 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1988430}{100 \times 2309} = 8.61 \text{ MPa.}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6170}{609338.92} = 0.01$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 8.61 + 0.01 \times 22.12 = 1.90 \text{ MPa.} < 15 \text{ MPa.}$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[8.61 + 0.01(22.12 - 4)] = 131.86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[8.61 + 0.01(45 - 22.12)] = 132.58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^1 = 131.86 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_s^2 = 132.58 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✚ Armatures transversales :

♦ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{max} = 64.63 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{64630}{400 \times 450} = 0.35 \text{ MPa.}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min(l_f / a ; l_f / b) = 4.284$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots cv$$

$$\tau = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots cv$$

♦ **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

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 les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

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

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} \right); \lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \right) = 4.284 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75.$$

t : C'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t=10\text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t=10\text{ cm}$ en zone nodale et $S_t =15\text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 64630 \times 100}{500 \times 400} = 1.21\text{cm}^2.$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 64630 \times 150}{500 \times 400} = 1.81\text{cm}^2.$$

Soit (3cadre T8 +3 cadre T8)

♦ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

➤ D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t=10\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2. \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t=15\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \quad A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10\text{cm})$

$St \leq \min(30\text{cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

$S_{poteau}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	$N^{mbr} \text{ des barres}$	$A_{adapté}(cm^2)$
50*40	16.63	4T16+4T20	20.61

Tab. V.6.Armatures Des Poteaux

V. 4.4.Présentation du ferrailage des poteaux :

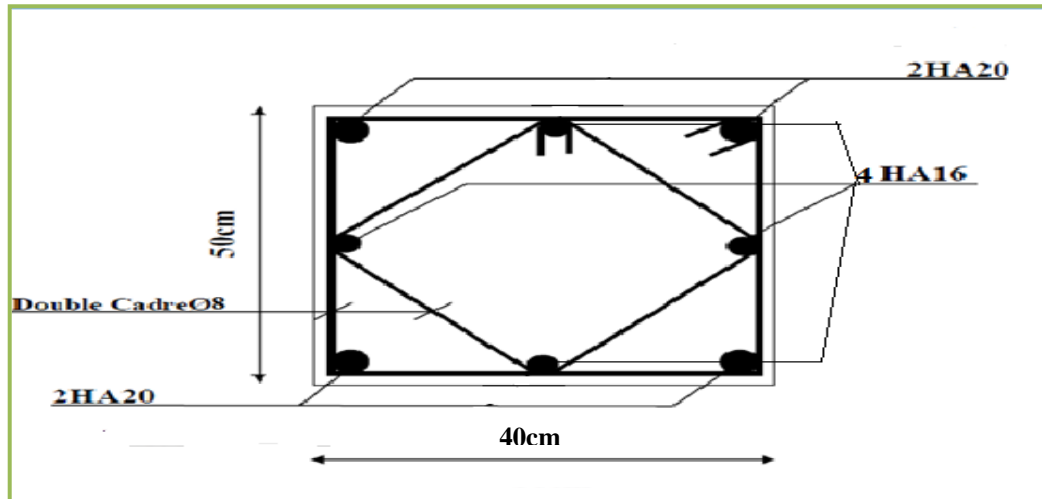


Fig. V.4. Ferrailage du poteau.

V. 5. Ferrailage des voiles :

V. 5.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d’exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

V. 5.2. Types d’armatures :

a) Armatures verticales :

Lorsqu’une partie du voile est tendue sous l’action des forces verticales et horizontales, l’effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

☒ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

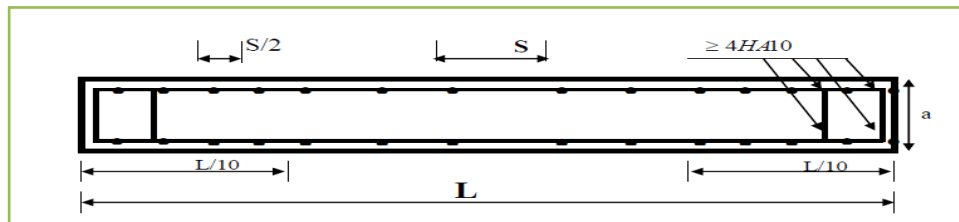


Fig. V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Armatures horizontales (A 7.7.4.2 RPA 99v2003) :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes (A7.7.4.3 RPA 99v2003) :

- ♦ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%
- ♦ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- ◆ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- ◆ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ◆ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec } V = 1.4V_{calculé}$$

- ◆ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V. 5.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

V. 5.3.1. Ferrailage vertical :

➤ Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ Partiellement comprimée (S. P. C).

V. 5.3.2. Etapes de calcul :

✓ Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$).

✓ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

* N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

* C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e \quad \text{et} \quad a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibre écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%} ; \quad M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

*N : L'effort normal est un effort de compression.

*C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

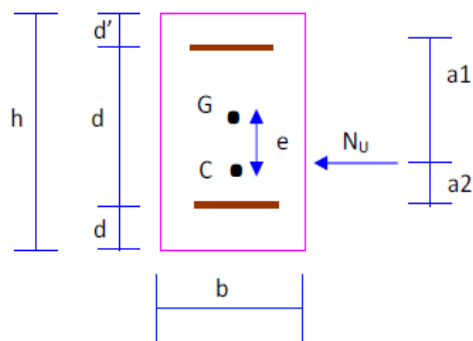
$$A=0 ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

*N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

*N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

* N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve



à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :

M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

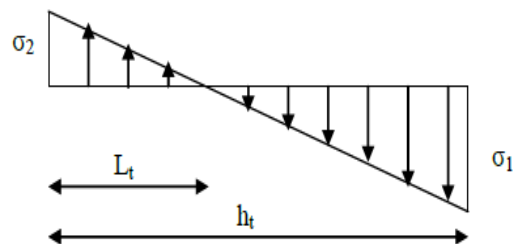
$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour es voiles pleins.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{cases}$$



☒ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

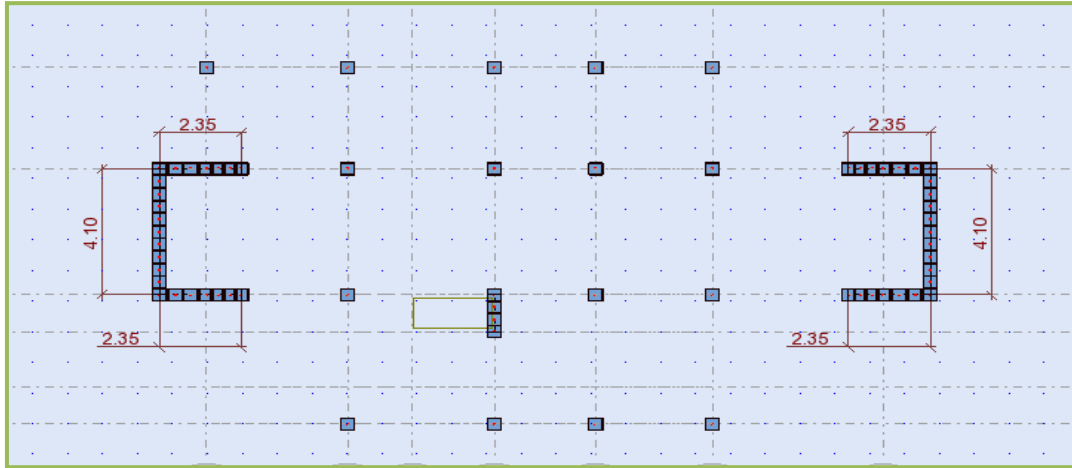
➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0.002 \cdot a \cdot l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0.0015 \cdot a \cdot h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0.001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante).

V. 5.3.3. Exemple de calcul (RDC) :

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 2.35 m)

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : G+Q± E:

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)	$e = \frac{M}{N}$
RDC VL ₁ (0.15 × 2.35 × 3.06)	124.54	625.00	662.39	1.05

$$M = 662.39 \text{ KN.m}; N = 625.00 \text{ KN}$$

$$H = 2.35 \text{ m}; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.30 \text{ m}; a = 0.15 \text{ m}.$$

V. 5.3.3.1. Armatures verticales :

$$A = (0.337 h - 0.81 c').b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 2.35 - 0.81 \times -0.05) \times 0.15 \times 2.35 \times 18.5 = 4.90 \text{ MN.m} = 4900 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 662.39 + 625(2.30 - 1.15) = 1365.51 \text{ KN.m}$$

$$B = 625(2.30 - 0.05) - 1365.51 = 40.73 \text{ KN}.$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

a) Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 1.05}{2.35} = 8.93$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.35} = 0.651$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.651 < 15 \dots \dots \dots cv.$$

b) Calcul de ferrailage :

✓ Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1365.51 + 625 \left(2.30 - \frac{2.35}{2} \right) = 2068.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

M_1 (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)
2068.62	0.140	0.392	0.189	0.924	24.33

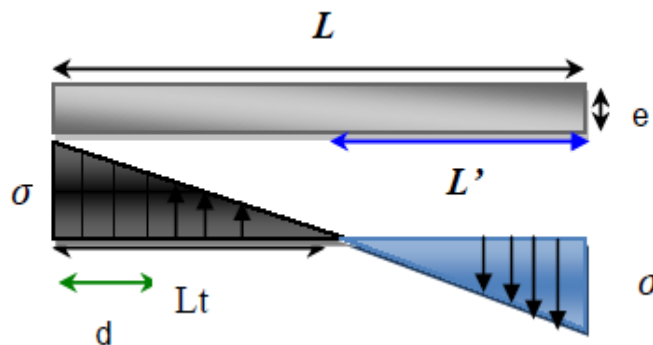
✓ flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (KN)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
625	24.33	8.70

✓ L'armature verticale minimale

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{625000}{150 \times 2350} + \frac{6 \times 662.39 \times 10^6}{150 \times 2350^2} = 6.56 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{625000}{150 \times 2350} - \frac{6 \times 662.39 \times 10^6}{150 \times 2350^2} = -3.01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.73 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 0.73 \times 0.15 = 2.19 \text{ cm}^2$$

✓ 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)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 235 = 5.28 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(8.70; 5.28)$

Alors on prend $A=8.70 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 2.35 - 2 \times 0.73 = 0.89 \text{ m} > 0$$

$$A_{min2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 15 \times 89 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 8.70 + 1.33 = 18.73 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 5.28 \text{ cm}^2.$$

✓ L'espace

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}).$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} \rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$.

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{18.73}{2} = 9.36 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_{nap1} = 8HA10 + 8HA10 = 12.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{nap2} = 8HA10 + 8HA10 = 12.56 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } : \tau_u = 1.4 \frac{T_{cal}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile

d : Hauteur utile=0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{cal}}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{0.12454}{0.15 \times 2.35 \times 0.9} = 0.39 \text{ MPa.}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement

V. 5.3.3.2. 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

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

* En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times a \times 1m = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

V. 5.4. Présentation du ferrailage des voiles.

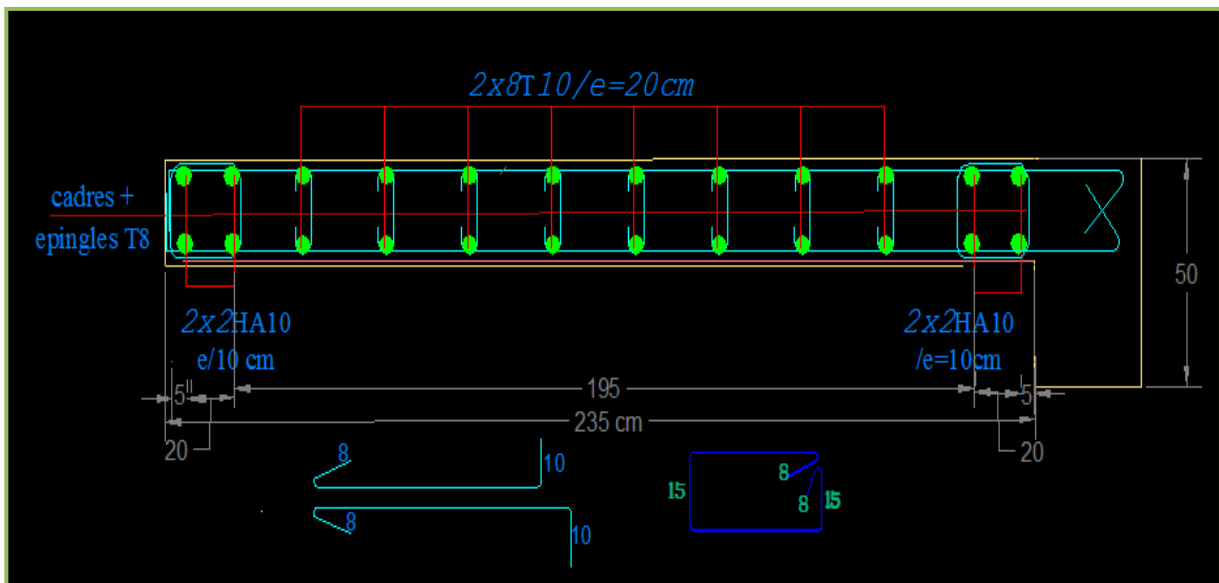


Fig.V.6. ferrailage des voiles.

CHAPITRE VI

VI. 1. Définition :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la Superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la Transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI. 2. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la Connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.9 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- ❖ L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
- ⇒ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- ⇒ Jouer le rôle d'Appuis.
- ⇒ Assurer la liaison.
- ⇒ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI. 3. Etude des fondations:**VI. 3.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol}).**

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette Charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton Armé. ($\sigma_{sol} = 1.9bars$).

VI. 3.2. Choix du type de fondation :

- ⇒ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.

- Stabilité totale de L'ouvrage.

⇒ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.9 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

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)

VI. 3.3. Radiers :

VI. 3.3.1. Généralités :

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

VI. 3.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- ⇒ lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle.

Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

- ⇒ lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de Passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier.

VI. 3.3.3. Critères 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.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

VI. 3.3.4. Justification :

Si : $S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S_{bâtiment}$ (Radier général)

$$P_{ser(max)} = G + Q = 35208.19KN$$

$$\sigma_{sol} = 1.9 bars$$

n: Nombre de poteaux au niveau de étage = 21.

➤ Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{35208.19}{190} = 185.30m^2.$$

$$S_{semelle} = A \times B \text{ (semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 185.30m^2 \Rightarrow A = 13.61m$$

$$S_{semelle}^{totale} = n \times S = 21 \times 185.30 = 3891.3 m^2$$

➤ Surface du bâtiment total (S_{totale}) :

$$S_{totale} = L_x \times L_y = 22.10 \times 14.30 = 316.03 m^2.$$

$$Si : 185.30 m^2 > 50\% \times 316.03 = 158.01 m^2 \text{ (Radier général).}$$

VI. 4. Calcul le Radier :

Un radier est défini 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 diminué du poids propre de radier.

VI. 4.1. Combinaison d'action :

- ☒ Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- ☒ Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- ☒ Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI. 4.2. Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

- Sous voiles : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

h: Épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{max} = 410cm \rightarrow 51.25cm \leq h_r \leq 82cm.$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : h = 70 cm.

- Sous poteaux :

- La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{490}{20} = 24.5cm$$

Avec : Une hauteur minimale de 25 cm

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur *h_t* égale à :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49cm.$$

c) Condition de longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2 L_{max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$.

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$).

E : module d'élasticité $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4.9^4}{32164.195 \times 3.14^4}} = 0.70 \text{ m} = 70 \text{ cm}.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.03}{4000 \times 1}} = 3.13 \text{ m} \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi} = 3.12 \text{ m} \dots \dots \text{ CV}$$

Récapitulation:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h = 60 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 50 \text{ cm}$.

VI. 4.3. Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 48133.95 \text{ KN}$.

ELS: $N_s = 35208.19 \text{ KN}$.

VI. 4.4. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{ser}}{1.33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{35208.19}{1.33 \times 190} = 139.32 \text{ m}^2.$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48133.95}{1.33 \times 190} = 190.47 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 316.03 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = 190.47 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu Un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

-L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (22.10 m).

L_y : largeur en plan (14.30 m).

➤ **Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm} \right). \text{Où: } h_r = 0.60\text{m}. \quad D \geq \text{Max} (30\text{cm}; 30\text{cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 316.03 + 0.4 \times 2 \times (22.10 + 14.30) = 345.15\text{m}^2.$$

➤ **Poids du radier:**

$$G = S' \times h \times \gamma_{ba} = 345.15 \times 0.7 \times 25 = 6040.125\text{KN}.$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 48133.95 + 1.35 \times 6040.125 = 56288.11\text{KN}.$$

$$N_s = 35208.19 + 6040.125 = 41248.31\text{KN}.$$

VI. **4.5. Vérification du radier :**VI. **4.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100\text{ cm}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 60 = 54\text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{56288.11 \times 1}{345.15} \times \frac{4.9}{2} = 399.55\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{399.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.73\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.73\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots cv.$$

VI. **4.5.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

$$N_u \leq \overline{N_u} \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge revenant plus chargé.

a) **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.40 + 0.50 + 2 \times 0.70) = 4.6\text{m}.$$

$$N_u = 1719.66KN \leq \overline{N}_u = \frac{0.045 \times 4.6 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 2415KN \dots \dots \dots cv.$$

b) **Vérification pour les voiles :**

$$N_u = 1081.62KN, e = 15cm, b = 4.10m.$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.15 + 4.10 + 2 \times 0.70) = 11.3m.$$

$$N_u = 1081.62KN \leq \overline{N}_u = \frac{0.045 \times 11.3 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 5932.5KN \dots \dots \dots cv.$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI. 4.5.3. Vérification à l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier : $G \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

Avec:

G: poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN/ m^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 m$).

S: Surface de radier ($S = 345.15m^2$).

- $G = 55123.26KN$.
- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 9319.05KN$.

$$G \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S \dots \dots \dots condition vérifiée.$$

⇒ La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI. 4.5.4. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :

*Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

	Sens(x - x)	Sens (y - y)
$N_{total}(KN)$	24951.13	24951.13
$M(KN.m)$	2460.40	1517.42
$e(m)$	0.09	0.06
$L/4(m)$	5.725	3.775
Condition	Vérifier	vérifier

Tableau VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radier.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 15111.31 m^4.$$

$$I_{y-y} = \frac{h \times b^3}{12} = 6570.29 m^4.$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum Si \times X_i}{\sum Si} \quad Y = \frac{\sum Si \times Y_i}{\sum Si}$$

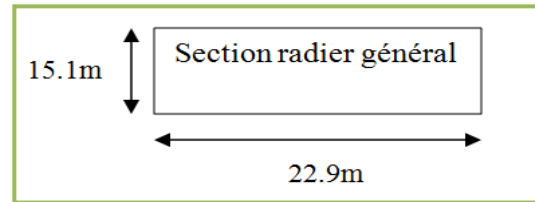


Fig.VI.1. schéma de radier

	Centre de gravité du radier(m)	Centre de gravité du bâtiment(m)	$e_x(m)$	$e_y(m)$
X_G	11.45	11.05	0.40	/
Y_G	7.55	7.15	/	0.40

VI. 4.5.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 190 = 252.7 \text{ KN/m}^2.$$

	V	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
x - x	11.45	15111.31	24951.13	2460.40	345.15
y - y	7.55	6570.29	24951.13	1517.42	345.15

	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$\sigma_m(KN/m^2)$	$\overline{\sigma_{sol}}(KN/m^2)$	$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$
x - x	74.15	70.42	73.21	252.7	C.V
y - y	74.03	70.54	73.12	252.7	C.V

VI. 5. 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, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON(ν).

VI. 5.1. Méthodes de calcul :

* Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

* Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot q_u \cdot l_y^2$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

☒ Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 48133.95/345.15$	$q_{ser} = (G + Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 35208.19/345.15$
$q_u = 139.45 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 102.00 \text{ KN/m}^2$

VI. 5.2. Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau du (4.10× 4.90) m².

Le panneau de rive

✚ L'ELU : $\nu = 0; q_u = 139.45 \text{ KN/m}^2$; $\alpha = 4.10/4.90 = 0.83 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau annexe E.3 –BAEL91 :

$$\mu_x = 0.0531$$

$$\mu_y = 0.049$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0531 \times 139.45 \times (4.10)^2 = 124.47 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.049 \times 124.47 = 6.1 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 124.47 = 105.8 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.1 = 5.15 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 124.47 = 37.34 \text{KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}; A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$b = 100 \text{cm}; \sigma_b = 14.2 \text{MPa}; \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{mm.}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 60 - 5 - \frac{6}{2} = 52 \text{cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 47 \text{cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ⇒ Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 52 \times (2.1/400) = 6.27 \text{cm}^2$$

- ⇒ Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 47 \times (2.1/400) = 5.67 \text{cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 60 \times 100 = 6 \text{cm}^2$$

- **Calcul des armatures:**

	sens x – x	sens y – y
--	-------------------	-------------------

	sur appui	En travée	sur appui	En travée
$M_u(KN.m/ml)$	37.34	105.8	37.34	5.15
μ	0.009	0.025	0.011	0.0016
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$A_s (cm^2)$	0	0	0	0
α	0.011	0.031	0.013	0.002
B	0.995	0.987	0.994	0.999
$A_s(cm^2/ml)$	2.00	5.70	2.29	0.13
$A_{s\ min} (cm^2/ml)$	6.27	6.27	5.67	5.67
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_{s\ scores} (cm^2/ml)$	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	17	17	17	17

✚ L'ELS: $v = 0.2$; $q_s = 102.00 KN /m^2$; $\alpha = 4.1/4.9 = 0.83 > 0.4$

$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 MPa$BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

➤ A partir du tableauE3:

$$\mu_x = 0.0600$$

$$\mu_y = 0.750$$

➤ donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0600 \times 102 \times (4.10)^2 = 102.87KN.m/ml.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.750 \times 102.87 = 77.15KN.m/ml.$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 102.87 = 87.43KN.m/ml.$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 77.15 = 65.57KN.m/ml.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 0.3 \times 102.84 = 30.85KN.m/ml.$$

	<i>sens x – x</i>		<i>sens y – y</i>	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
$M_u(KN.m/ml)$	30.85	87.43	30.85	65.57
μ	0.007	0.019	0.009	0.019
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$A_s (cm^2/ml)$	0	0	0	0
$\bar{\sigma}_b$	15	15	15	15
α	0.008	0.023	0.011	0.023
B	0.996	0.990	0.995	0.990
$\bar{\sigma}_s$	206.63	206.63	206.63	206.63
$A_s(cm^2/ml)$	2.95	8.42	3.27	6.90
$A_{s\ min} (cm^2/ml)$	6.27	6.27	5.67	5.67
Choix des barres/ml	6HA12	6HA14	6HA12	5HA16
$A_{s\ scores} (cm^2/ml)$	6.79	9.24	6.79	10.05
Espacement (cm)	17	17	17	17

VI. 5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{139.45 \times 4.1 \times 4.9}{2 \times 4.9 + 4.1} = 213.85KN.$$

$$\tau_u = \frac{213.85 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.39MPa.$$

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

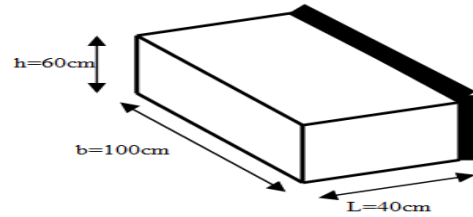
$$\tau_u = 0.39MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots cv.$$

⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI. 6. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$h = 0.60 ; b = 1m ; d = 0.9 h = 0.54m.$



☒ Présentation schématique :

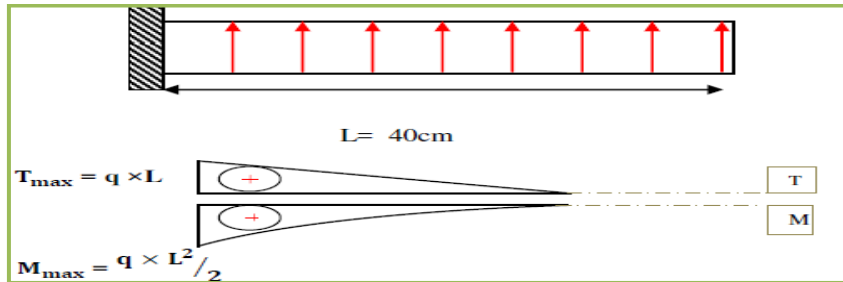


Fig.VI.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

✚ L'ELU :

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{139.45 \times 0.4^2}{2} = 11.15 \text{ KN.m}$$

✚ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{102 \times 0.4^2}{2} = 8.16 \text{ KN.m}$$

	$M_{max}(KN.m)$	μ	α	β	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{Adop}(cm^2)$
ELU	11.15	0.002	0.0025	0.999	0.59	6.52	6HA12=6.70
ELS	8.16	0.0018	0.0022	0.999	0.075	6.52	6HA12=6.70

☒ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{28}$$

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

$b = 1 m ; d = 0.90 h = 0.63m.$

$V_u = q_u \times L = 139.45 \times 0.4 = 55.78kn.$

$$\tau_u = \frac{55.78 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.08MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots \dots \dots cv.$$

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.

VI. 7. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 63 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a) Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{48133.95}{345.15} = 139.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{35208.19}{345.15} = 102 \text{ KN/m}^2$$

☒ Sens X-X

🏗️ ELU :

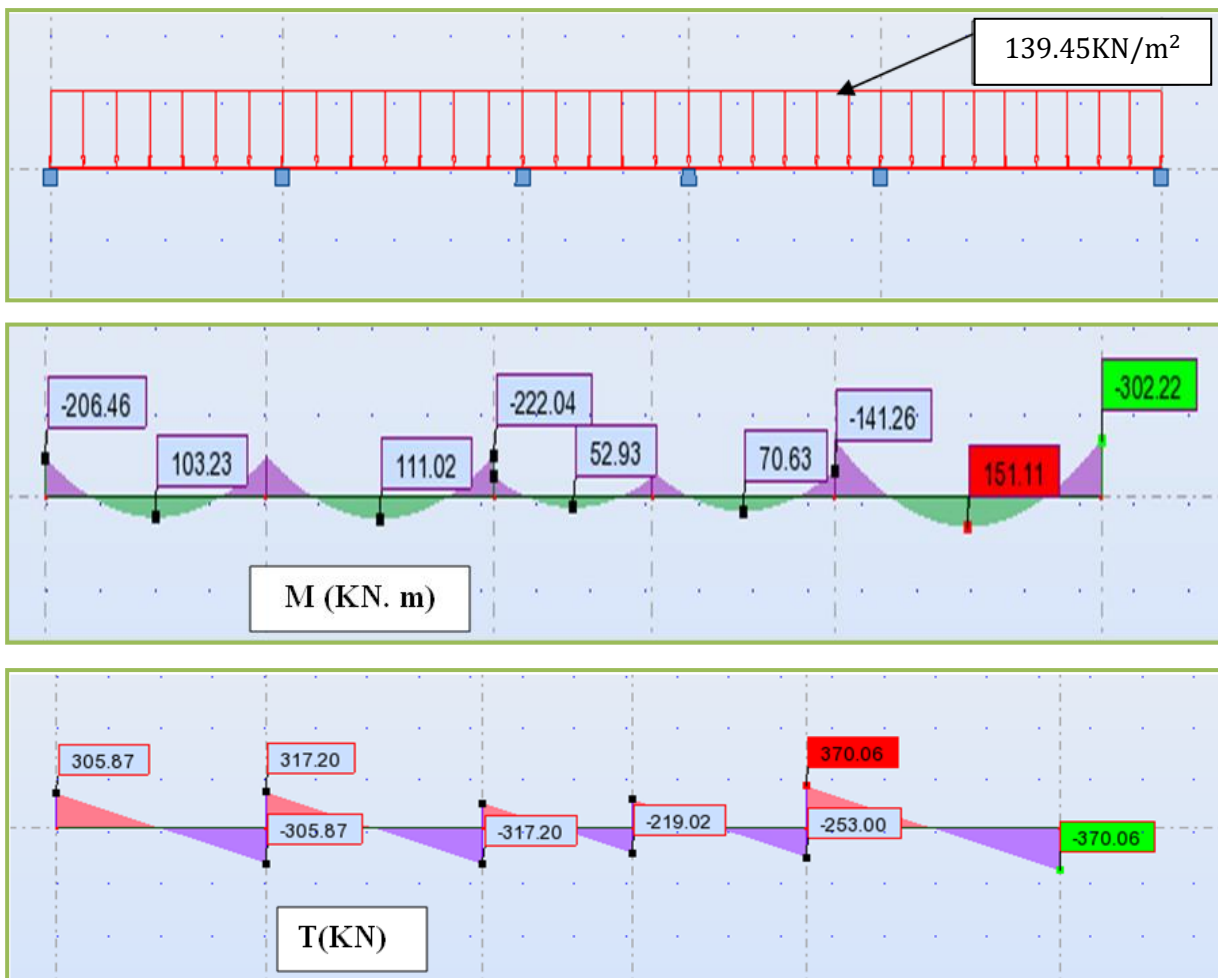


Fig.VI.3.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU)

ELS :

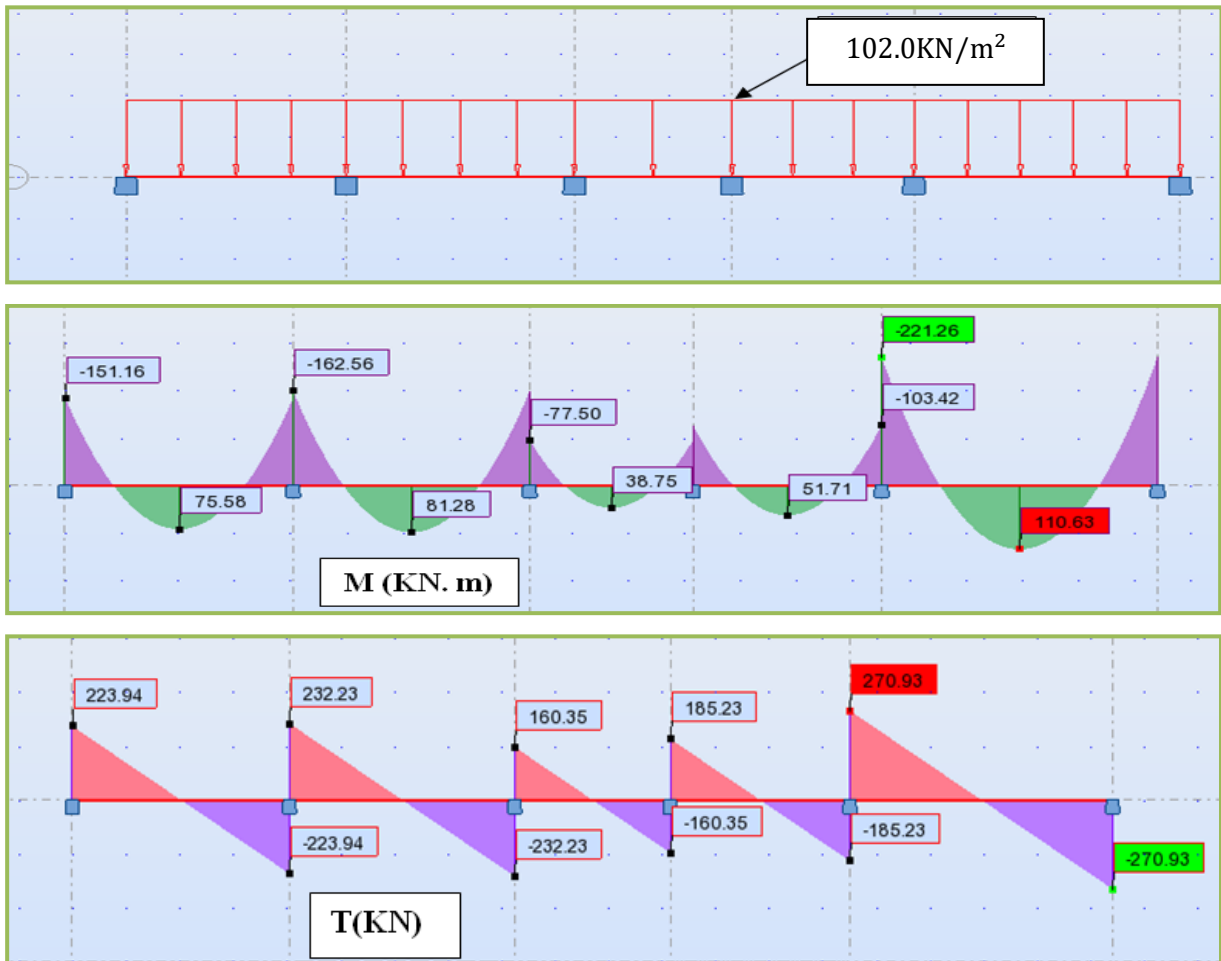
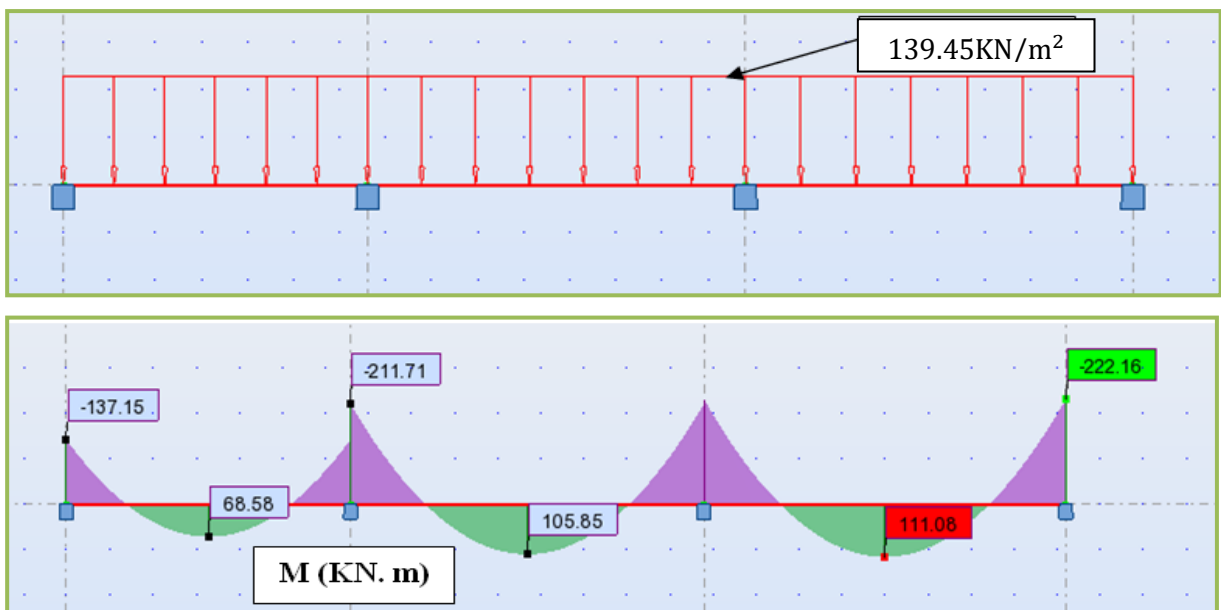


Fig.VI.4.sollicitation des nerveris sens X-X (ELS).

☒ Sens Y-Y

ELU



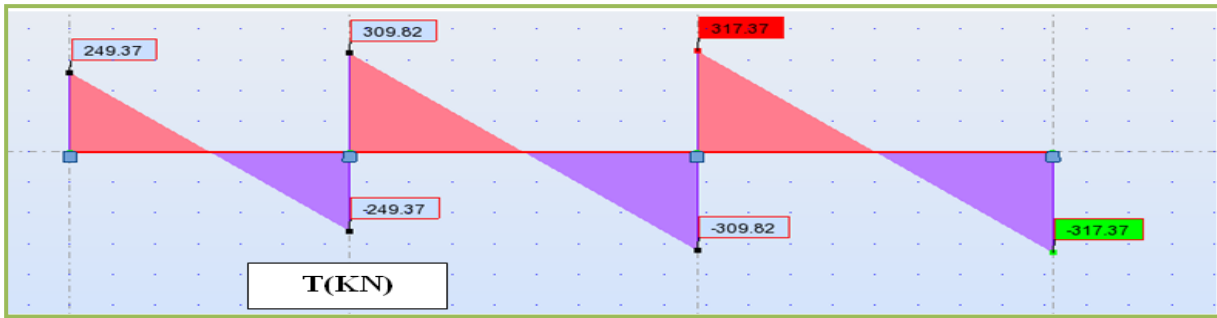


Fig.VI.5.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

ELS :

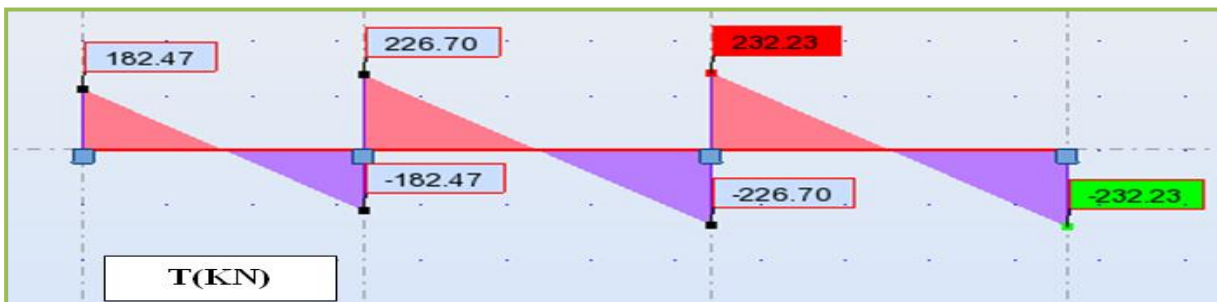
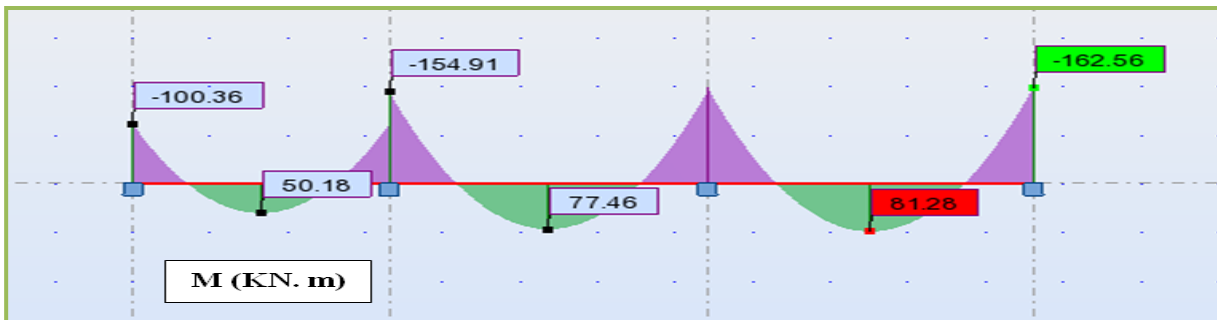
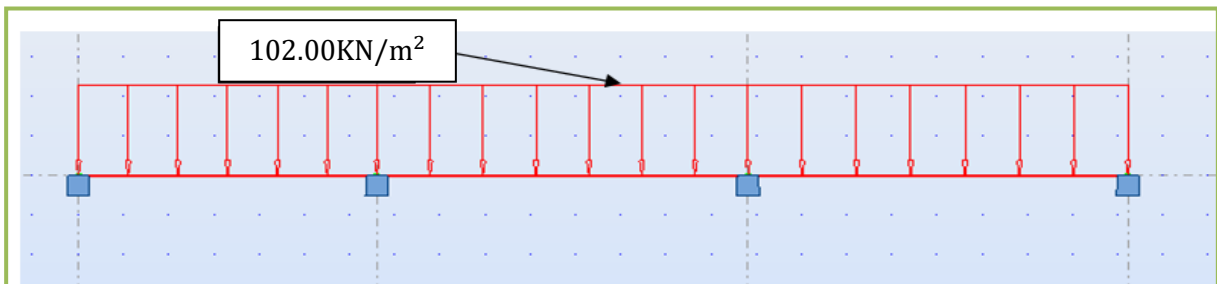


Fig.VI.6.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).

$$ELU \begin{cases} (x-x): M_t = 151.11kn.m; M_a = -302.22KN.m \\ (y-y): M_t = 111.08kn.m; M_a = -222.16KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (x-x): M_t = 110.63kn.m; M_a = -221.26KN.m \\ (y-y): M_t = 81.28kn.m; M_a = -162.56KN.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage de nervure a l'ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section adoptée
(x - x)	Appuis	302.22	0.10	0.131	0.947	14.55	17.5	20.61	4T16+4T20
	Travée	151.11	0.053	0.068	0.973	6.16	17.5	20.61	4T16+4T20
(y - y)	Appuis	222.16	0.078	0.061	0.975	10.39	17.5	20.61	4T16+4T20
	Travée	111.08	0.039	0.049	0.980	5.19	17.5	20.61	4T16+4T20

➤ Ferrailage de nervure a l'ELS:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section adoptée
(x - x)	Appuis	221.26	0.078	0.101	0.959	10.52	17.5	20.61	4T16+4T20
	Travée	110.63	0.039	0.049	0.980	5.14	17.5	20.61	4T16+4T20
(y - y)	Appuis	162.56	0.05	0.064	0.974	7.61	17.5	20.61	4T16+4T20
	Travée	81.28	0.028	0.035	0.986	3.75	17.5	20.61	4T16+4T20

➤ Vérifications à l'ELU :

a) Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
(x - x)	370.06	1.17	C.V
(y - y)	317.37	1.00	C.V

b) Vérifications nécessaires pour les nervures :

⇒ Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 50 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 3,8cm^2.$$

⇒ Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 70 \times 50 = 3.5 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% 50 \times 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

⇒ Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

⇒ Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

⇒ Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

Schémas ferrailage de radier :

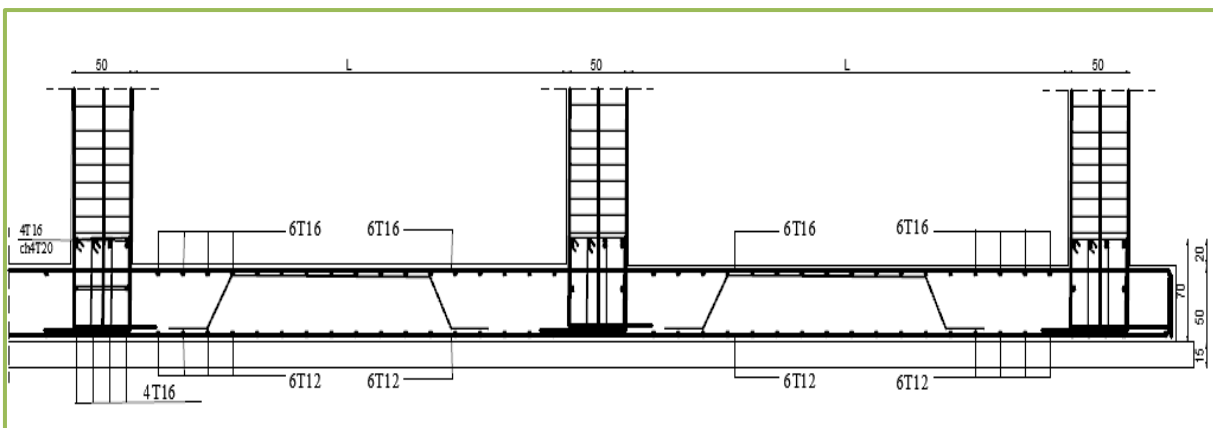


Fig.VI.7.ferrailage globale de radier.

Nervure sur appui :

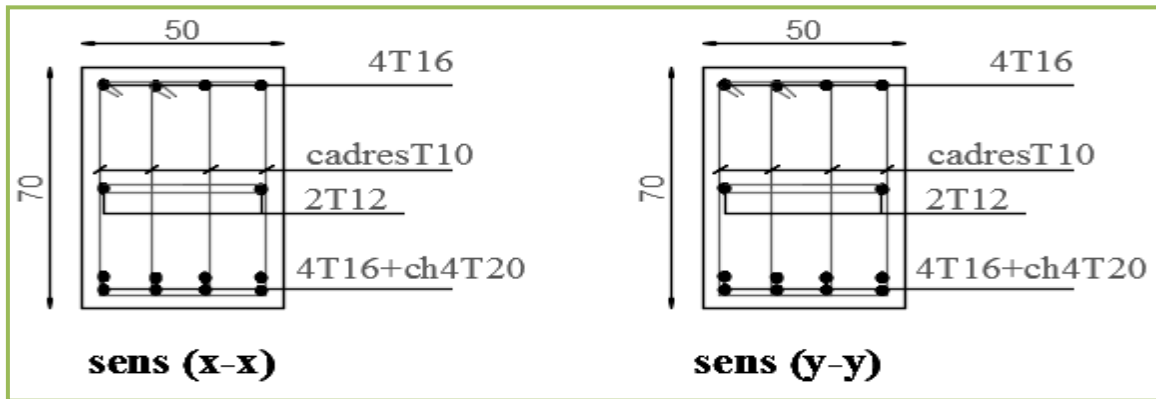


Fig.VI.8. Ferrailage sur appui de nervure.

Nervure en travée :

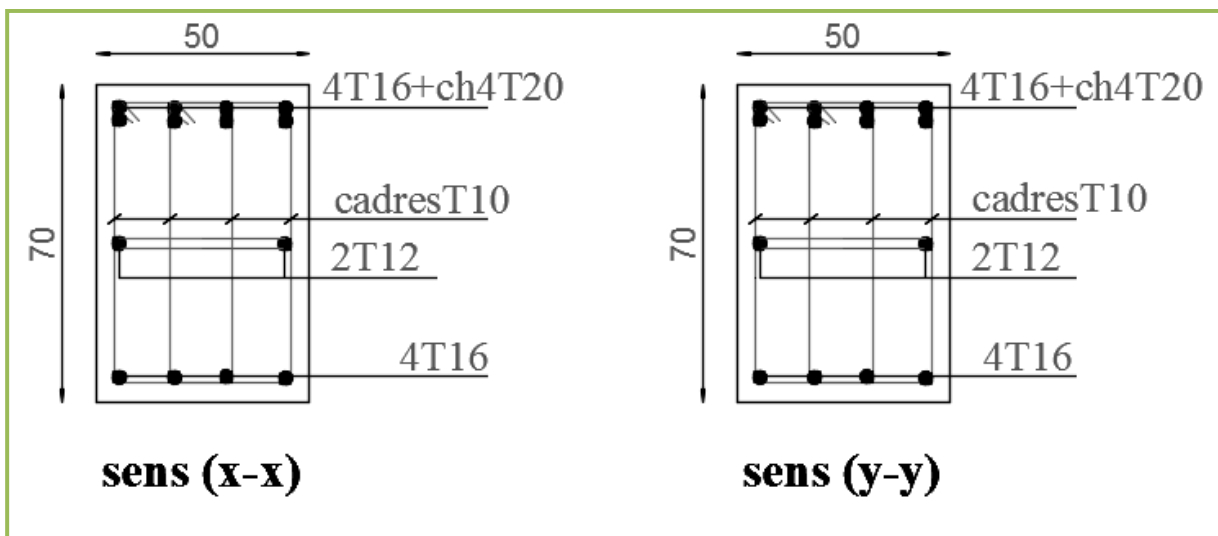


Fig.VI.9 ferrailage en travée de nervure.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT» ainsi que la réglementation ouvrages dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude.

Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Règles neige et vent. (RNV99).

Cours :

- Béton armé.....U M^{ED}**KHAIDER**.
- Cours de bâtiments.....U M^{ED}**KHAIDER**.
- Dynamique des structures..... U M^{ED}**KHAIDER**.
- Structures métallique.U M^{ED}**KHAIDER**.

Logiciels :

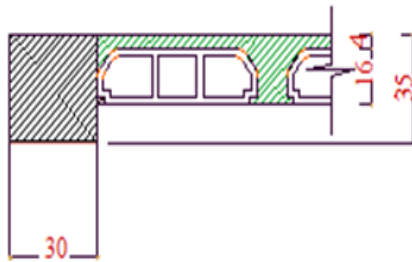
- AUTOCAD 2010. (Dessin).
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures).
- Word 2007. (Traitement du texte).
- Excel 2007. (Calcul).

ANNEXE

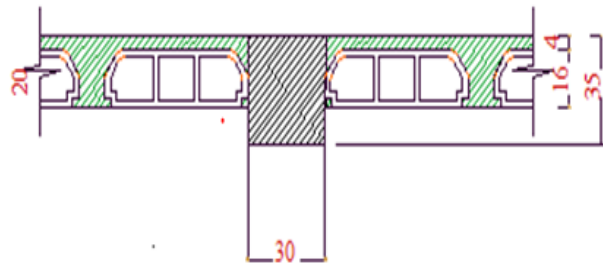
Chapitre III :

Annexe III.1 : Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

COUPE 1-1: ECH1/10 :

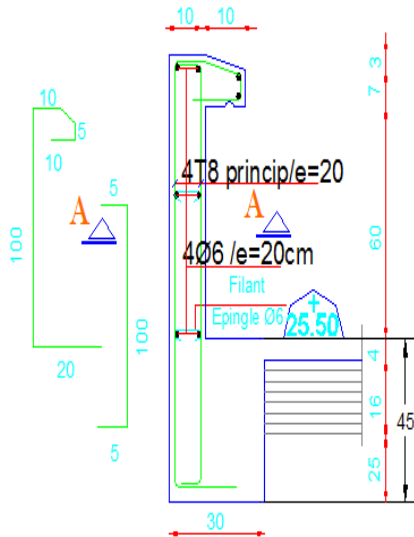


COUPE 2-2:

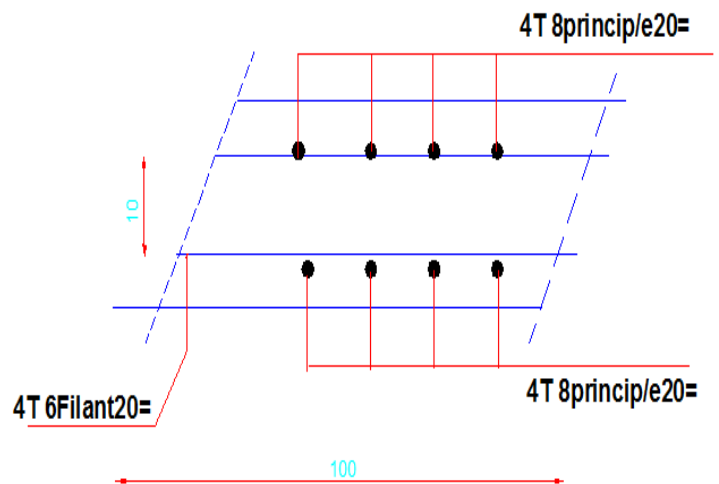


Annexe III.2 : Schéma ferrailage de l'acrotère.

FERR: DACROTÈRE



COUPE : A-A

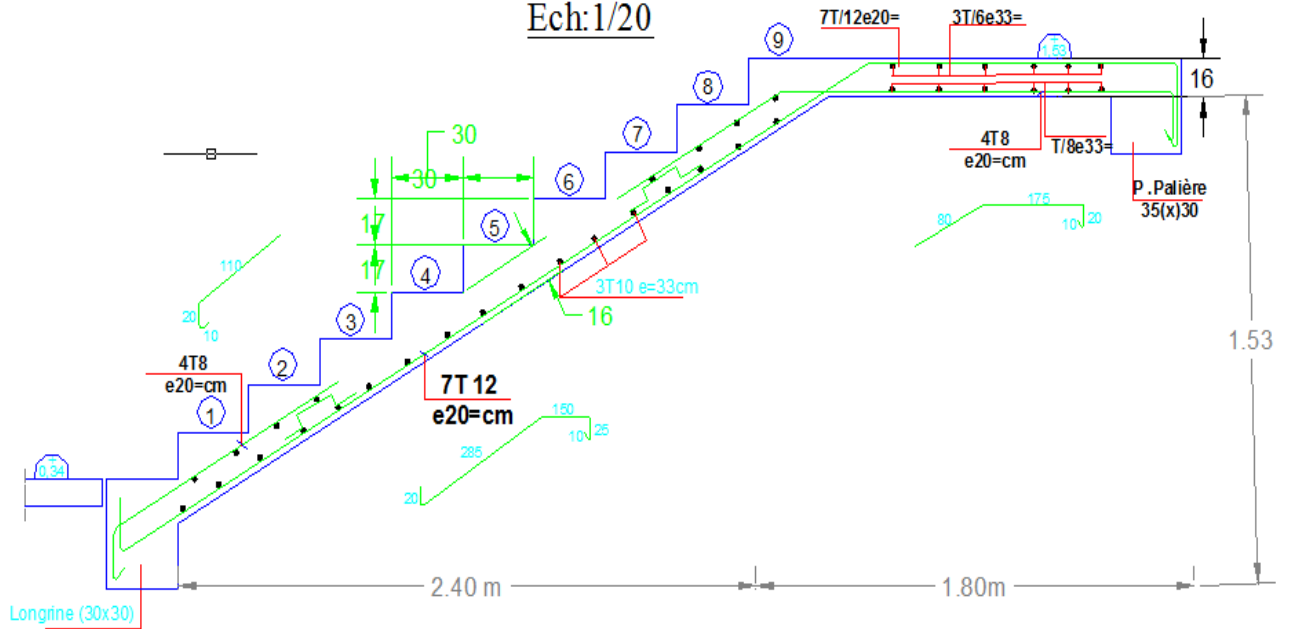


Annexe III.3 :

1- schéma de ferrailage d'escalier

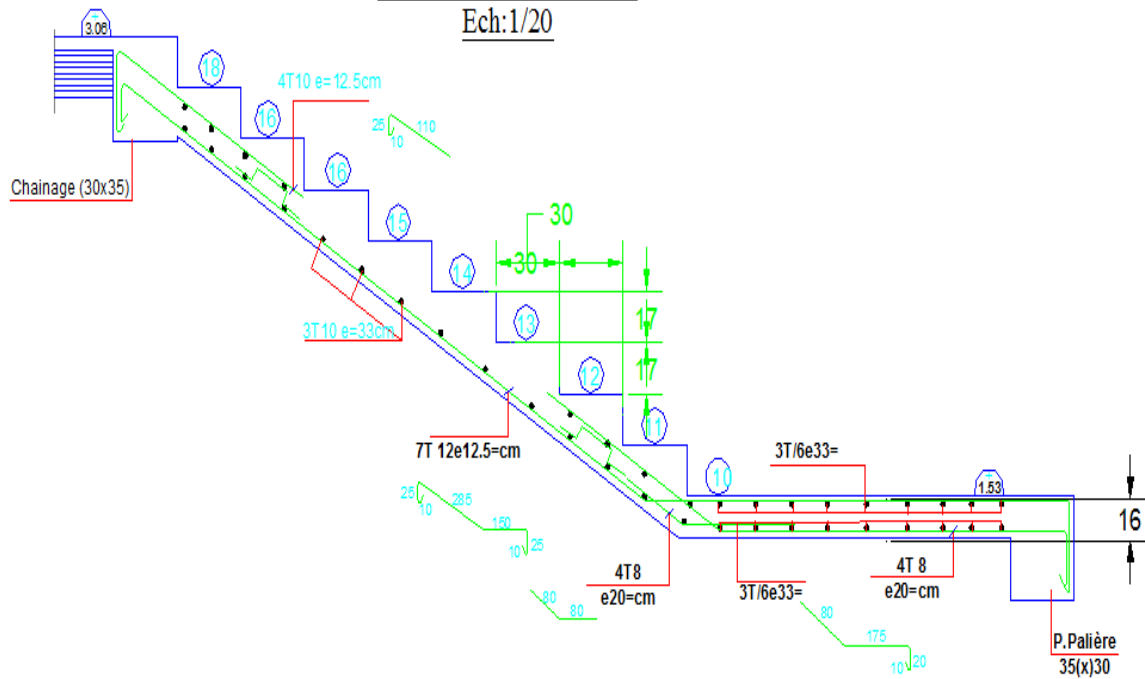
**FERRAILAGE ESCALIER VOLEE-1-
(PAILLASSE-ep=16cm)**

Ech:1/20

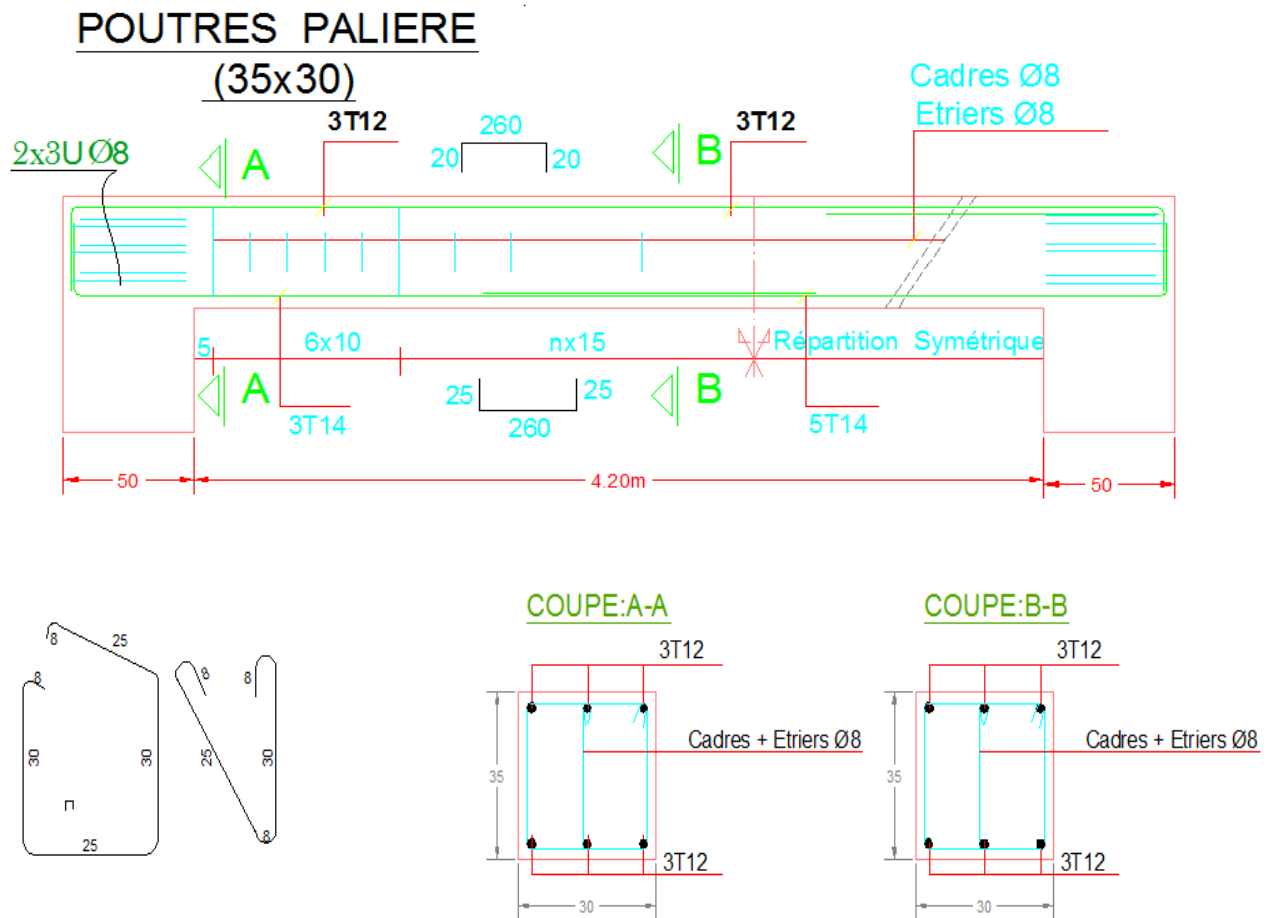


**FERRAILAGE ESCALIER VOLEE-2-
(PAILLASSE-ep=16cm)**

Ech:1/20

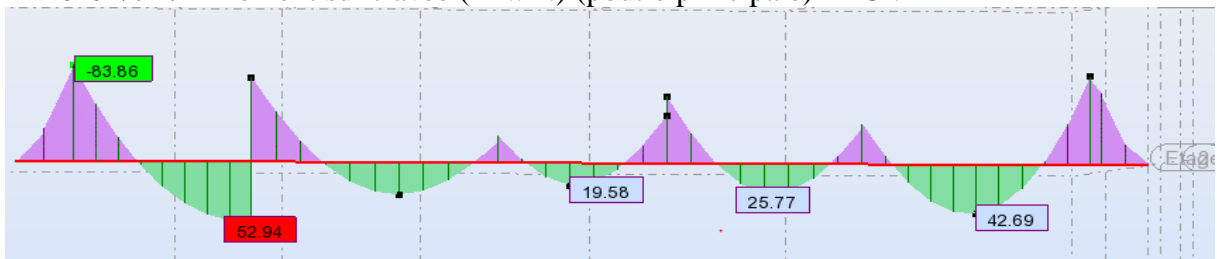


2-Schéma de ferrailage de la poutre palière.

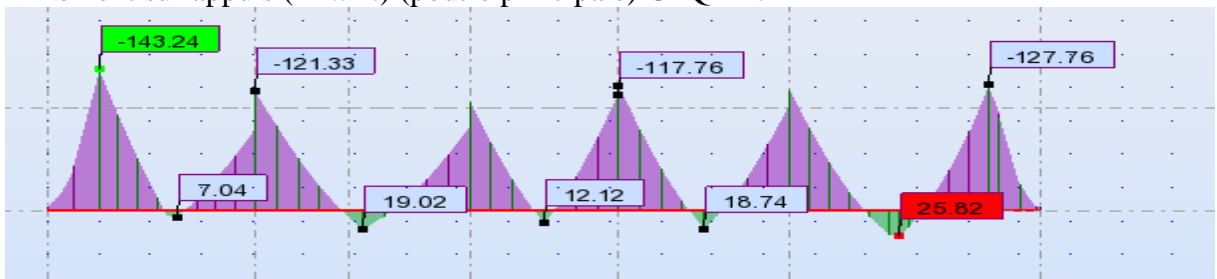


Chapitre V :

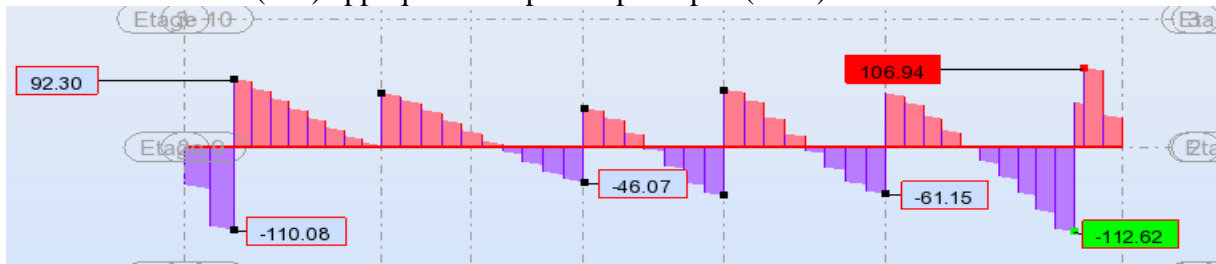
Annexe V.1 : 1-moment sur travée (KN.m.) (poutre principale) ELU :



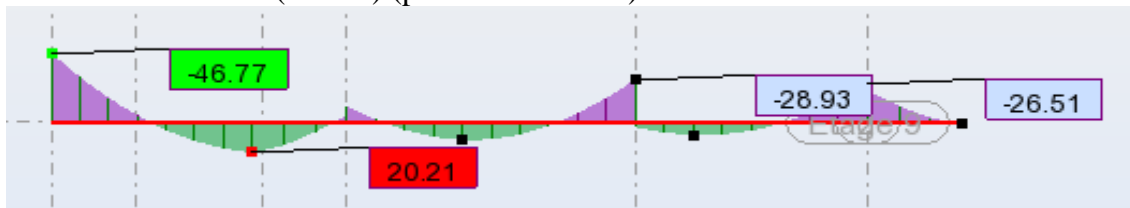
2-Moment sur appuis (KN.m.) (poutre principale) G+Q+E :



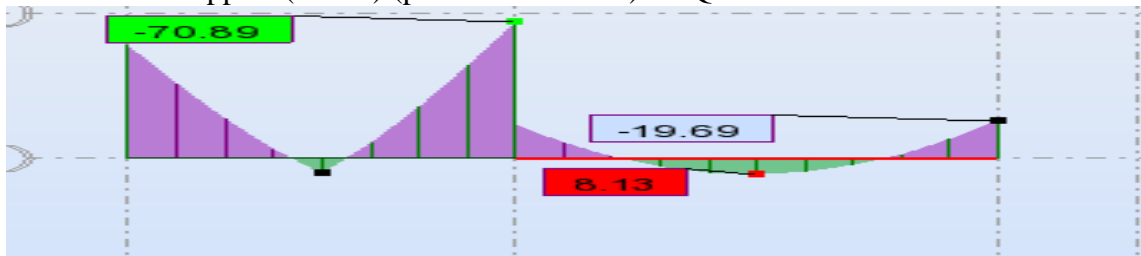
3-l'effort tranchant (KN) appliqué sur la poutre principale(ELU)



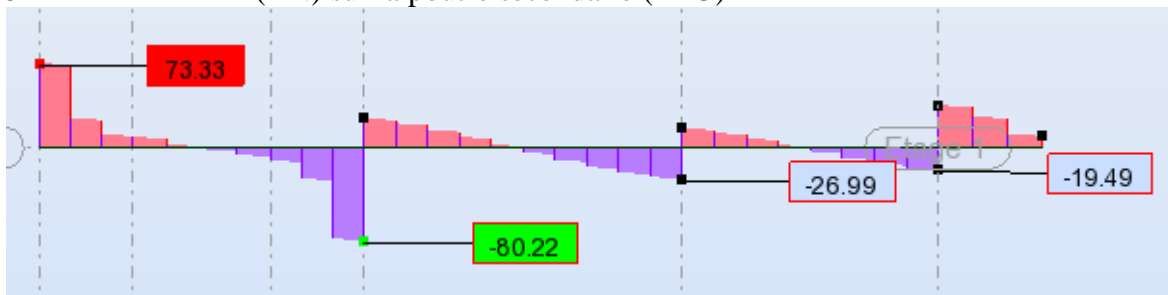
4-moment sur travée (KN.m.) (poutre secondaire) ELU :



5-Moment sur appuis (KN.m) (poutre secondaire) G+Q+E :

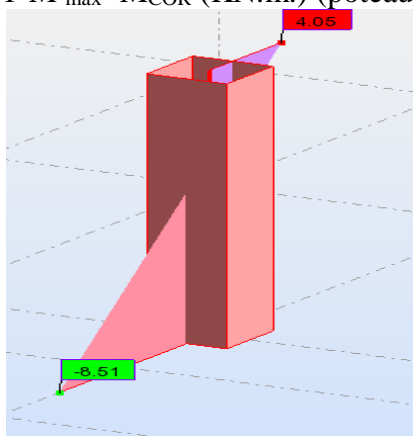


6-l'effort tranchant (KN) sur la poutre secondaire (ELU)

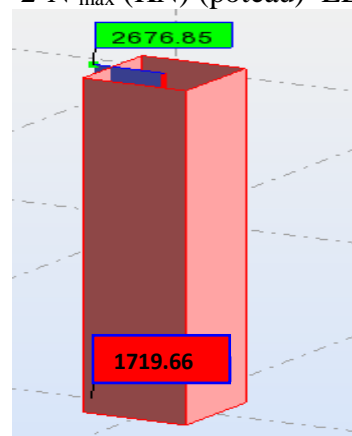


Annexe V.2 :

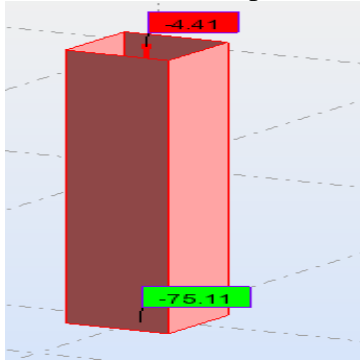
1- $M_{max}=M_{COR}$ (KN.m.) (poteau) ELU



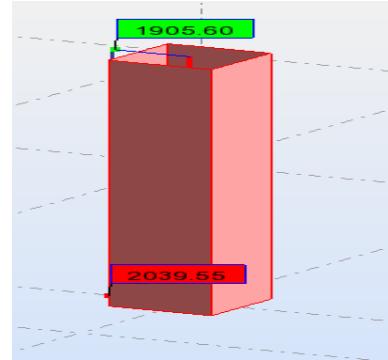
2- N_{max} (KN) (poteau) ELU



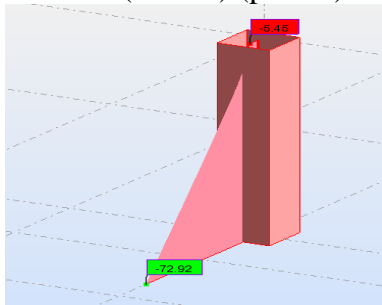
3- M_{MAX} (KN.m.) (poteau) G+Q+E



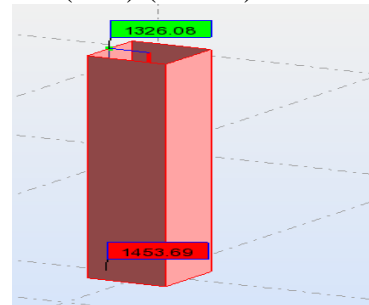
4- N_{max} (KN.) (Poteau) G+Q+E



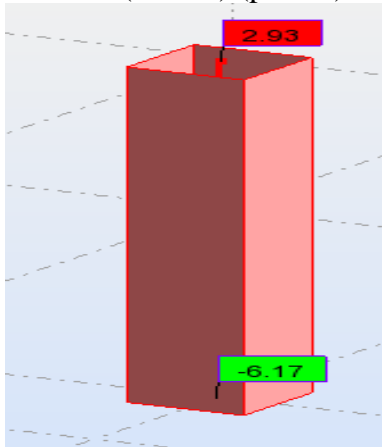
5- M_{MAX} (KN.m.) (poteau) 0.8G+E



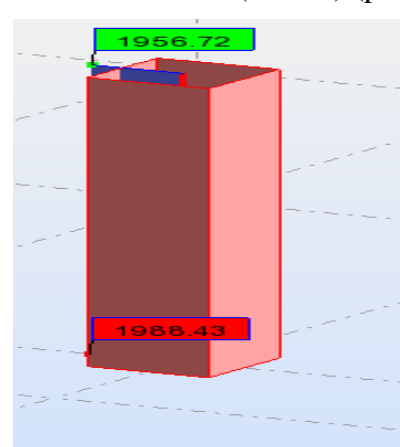
6- N_{min} (KN.) (Poteau) 0.8G+E



7- M_{MAX} (KN.m.) (poteau) ELS



8- N_{MAX} (KN.m.) (poteau) ELS



Annexe V.3 : N (KN) et M_{corr} . (KN.m.). Sur voile

	Cas	Nature	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
5	G+Q+1.2EX	sismique	591,83	-788,77	147,64
6	G+Q-1.2EX	sismique	989,84	727,74	-129,53
7	G+Q+1.2EY	sismique	-559,61	-141,23	69,50
8	G+Q-1.2EY	sismique	2141,27	80,20	-51,39
9	G+Q+EX	sismique	625,00	-662,39	124,54
10	G+Q-EX	sismique	956,67	601,36	-106,43
11	G+Q+EY	sismique	-334,53	-122,78	59,43
12	G+Q-EY	sismique	1916,20	61,75	-41,31
13	0.8G+EX	sismique	392,20	-650,44	121,74
14	0.8G-EX	sismique	723,87	613,32	-109,24
15	0.8G+EY	sismique	-567,33	-110,82	56,62

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

Annexe VI.1 :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	3 - ELU					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	48133,95	19,47	195,19	14,40
Somme réactions	-0,00	0,00	48133,95	308295,29	-428526,99	-0,11
Somme efforts	-0,00	0,00	-48133,95	-308295,30	428526,97	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,01	-0,02	-0,11
Précision	3,61591e-006	2,71906e-013				
Cas	4 - ELS					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	35208,19	14,21	141,51	10,42
Somme réactions	-0,00	0,00	35208,19	225377,29	-313534,85	-0,08
Somme efforts	-0,00	0,00	-35208,19	-225377,30	313534,83	0,00
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	-0,01	-0,01	-0,08
Précision	2,52416e-006	1,84471e-013				