



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE A. MIRA-BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+8+ Entresol) en BA à
Usage d'habitation, commercial contreventé
Par un système mixte voiles-portiques.

Présenté par :

M.MEBARKI Lynda

Encadré par :

MR : OURTMACHE

Soutenue le 7/10/2020 devant le jury composé par :

- Mr BELHAMDI

- M. SEKOUR

2019/2020

REMERCIEMENT

*JE REMERCIE DIEU DE M'AVOIR DONNER LA SANTE ET LE COURAGE
D'ENTAMER ET DE FINIR CE MEMOIRE*

*JE N'AURAI PAS PU FINIR CE TRAVAILLE SANS L'AIDE ET L'ENCADREMENT
DE MR. M. DURTMACH*

*JE LE REMERCIE POUR SA PATIENCE AVEC MOI ET POUR TOUT LE SAVOIR
QUI M'A FAIT TRENSMETTRE.*

*EN FIN JE REMERCIE MA FAMILLE, MES AMIS QUI M'ONT PAS LAISSER
TOMBER ET QUI M'ONT SOUTENUS TOUT AU LONG DE CETTE PERIODE
D'ETUDE.*

Dédicaces

Je dédie ce travail, à mes parents qui m'ont soutenu

À mon frère Sofiane et ma sœur Mélissa

Et à mes amis qui m'ont beaucoup aidé :

- WALID

-chérif

- Barvi

- Sarah

Et à mon Kenzo adoré et tous mes amis qui me sont
proche.

LYNDA

SOMMAIRE

Introduction général

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction.....	1
I.2.Presentation du projet.....	1
I.3.Caractéristique de la structure.....	1
I.4.Reglement et norme utilisés.....	2
I.5.Caractéristique des matériaux.....	2
I.6.Les actions.....	5
I.7.Les sollicitations.....	6
I.8.Les combinaisons d’actions.....	6
I.9.Conclusion.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	7
II.2. Evaluation des charges et surcharges (DTR BC 2.2)	14
II.3. Descente de charge.....	16
II.4. Conclusion.....	21

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	22
III.2. Calcul des planchers.....	22
III.3. Etude des escaliers.....	40
III.4. Etude de la poutre palière.....	43
III.5. Etude de la poutre de chainage.....	47
III.6. Etude de l’acrotère.....	49

SOMMAIRE

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Modélisation.....	55
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	55
IV.4. Présentation de la méthode spectrale.....	56
IV.5. Vérification des résultats obtenu vis-à-vis des exigences RPA99	61
IV.6. Conclusion.....	65

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	66
V.2.Etude des poteaux.....	66
V.3.Etude des poutres	75
V.4.Etude des voiles.....	85

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	91
VI.2. Choix du type de fondations.....	91
VI.3. Combinaison de calcul.....	91
VI.4. Reconnaissance du sol.....	91
VI.5. Etude des fondations.....	92
VI.6. Ferrailage du radier.....	95

Bibliographie

Annexes

Tables des figures.

Figure I.1. : Diagramme contrainte-déformation pour le béton. (BAEL 91)	4
Figure II.1 Plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 Schéma de la disposition des poutrelles.....	8
Figure II.3 Schéma d'une poutrelle.....	9
Figure II.4. Panneau D1.....	9
Figure II.5 Panneau D 3.....	10
Figure II.6 Panneau D2.....	10
Figure II.7. Coupe transversal d'un voile.....	11.
Figure II.8. Vue en plan d'escaliers.....	12
Figure II.9. Schéma de l'escalier à Deux volées.....	12
Figure II.10 surface afférente du poteau C2.....	17
Figure III.1. Schémas statiques de la poutrelle type 2.....	25
Figure II.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées.....	26
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchant d'une poutre à deux travées.....	27
Figure III.4. Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant et terrasse.....	34.
Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	34
Figure III.6. Dalle sur quatre appuis.....	35.
Figure.III.7. Schéma de ferrailage du panneau D3.....	39
Figure. III .8. Schéma des coupes A-A et B-B.....	40.
Figure III.9. Schéma statique de l'escalier	40
Figure III.10. Coupe en élévation de l'escalier.....	40..
Figure. III.11. Schéma ferrailage d'escalier.....	42
Figure. III.12. Schéma statique de la poutre palière.....	43
Figure.III.13. Vue en plan d'un escalier Droit	43
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure III.15. Schéma statique de la poutre de chainage.....	47.
Figure. III.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	49.
Figure III.17. Coupe transversale de l'acrotère.....	49
Figure III.18. Modèle de calcul de l'acrotère.....	49.
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure III.20. La coupe A-A.....	54

Tables des figures.

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	58
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	59
Figure V.1. Zone nodale.....	67
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales.....	68
Figure IV.3 Section d'un poteau.....	72
Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux.....	74
Figure V5. Répartition des moments dans les zones nodales.....	80
Figure V.6. Formation de rotules plastique.....	80
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales du niveau 1.....	82
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale du niveau 2.....	83
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du niveau 3.....	83
FigureV.10. Schéma de ferrailage de la poutre principal du reste des étages.....	83
Figure V.11. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 2.....	84
Figure V.12 Schéma de ferrailage des poutres secondaires du reste des niveaux.....	84
Figure V.13. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 1.....	84
Figure V.14. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 3 et 4.....	85.
Figure V.15. voile Vx et Vy.....	87.
Figure V.16. Schéma de ferrailage du voile Vx1.....	90.
Figure.VI.1. Zone de contact poteau-radier.....	93
Figure .VI.2. Schéma de ferrailage du radier générale.....	97
Figure .VI.3. Schéma de la nervure.....	99
Figure .VI.4. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.....	102
Figure .VI.5. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.....	102

Liste des tableaux

Tableau II.1 Récapitulatif des différentes épaisseurs.....	10
Tableau II.2 Dimensionnement de la volée.....	13
Tableau II. 3 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre.....	14
Tableau II.4 Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.....	14
Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharges des planchers à corps creux.....	15
Tableau II.6 Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.....	15
Tableau II.7 Evaluation des charges et surcharges des murs double cloison.....	15
Tableau II.8 Evaluation des charges et surcharges des volées.....	16
Tableau II.9 Evaluation des charges et surcharges des paliers.....	16.
Tableau II.10 Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau C2.....	17
Tableau II.11 Descente de charge du poteau C2.....	18
Tableau II.12 Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité de tous les niveaux.....	20.
Tableau II.13 Vérification des poteaux au flambement.....	21
Tableau II.14. Dimensions des poteaux.....	21
Tableau III.1. Types de poutrelles.....	24
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	25
Tableau III.3. Surcharge revenante aux poutrelles.....	25
Tableau III.4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages...	27
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse.....	27
Tableau III.6. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	28
Tableau III.7. Données des différents types de dalle pleine.....	35.
Tableau III.8. Calcul des sollicitation et ferrailage selon y et x.....	36
Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	38
Tableau III.10. Vérification de l'effort tranchant.....	38
Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	38.
Tableau III.12. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	39
Tableau III.13. Vérification de la flèche.....	39.
Tableau III.14. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS d'escalier.....	41

Liste des tableaux

Tableau III.15. Ferrailage de l'escalier à deux volées droites à l'ELU.....	41
Tableau III.16. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	42
Tableau.III.17. Moments et ferrailages correspondant.....	46
Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.....	48
Tableau III.19. Moments et ferrailages correspondant.....	48
Tableau III.20. Vérification des contraintes.....	48
Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	50
Tableau III22. Les combinaisons d'action à utiliser.....	50
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	57
Tableau IV.2. Redimensionnement des poteaux.....	59
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	60
Tableau IV.3. Vérification de la période.....	60
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	61
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction voiles-portique sous charges horizontales.....	62
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	62
Tableau IV.8. Vérification des déplacements de niveaux.....	63
Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	64
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.....	65
Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux.....	65
Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux.....	68
Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux. RPA.....	70
Tableaux V.3. Ferrailage transversales des poteaux.....	70
Tableau V.4. Vérification au flambement des différents poteaux.....	71
Tableau V.5. Vérification des contraintes dans le béton.....	72
Tableau V.6. Vérification des contraintes de cisaillement.....	73
Tableau V.7. Dimensions de la zone nodale.....	73
Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales 35x 40(cm ²).....	76
Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires 35x30(cm ²).....	77
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles.....	78

Liste des tableaux

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement.....	79
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	79
Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres.....	79
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	81
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	81
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	81
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	82
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	82
Tableau IV.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à XX'	88
Tableau IV.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	90
Tableau VI.1. Sections d'armatures du radier.....	96
Tableau .VI.2 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	97
Tableau.VI.3 Section d'armateur à l'ELS.....	97
Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure sens X-X.....	99
Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure sens Y-Y.....	99
Tableau.VI.6. Ferrailage des nervures sens X-X.....	100
Tableau.VI.7. Ferrailage des nervures sens Y-Y.....	100
Tableau .VI.8. Vérification de l'effort tranchant.....	100
Tableau.VI.9. Vérification des contraintes.....	101
Tableau.VI.10. Ferrailage des nervures à ELS.....	101

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', A^{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
a	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
$\dagger_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$\dagger_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$\dagger_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$\dagger_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$\dagger_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$\dagger_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$\dagger_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$\dagger_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta_{\dagger}$	Fleche totale.
$\Delta \dagger_{adm}$	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
M_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
M_{cc}	Hauteur du corps creux.
M_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
M_e	Hauteur libre d'étage.
M_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
$I_{\dagger}$	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.

Symboles et notations

N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	ion d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
Q	Coefficient de pondération.
f_{ti}	Coefficient instantané.
f_{tv}	Coefficient différé.

Introduction générale

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et, d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Le génie civil regroupe la construction de ponts, de barrages, de systèmes hydrauliques urbains (égouts et approvisionnement en eau potable), routes, gestion de l'environnement (traitement des eaux usées, gestion des déchets) et l'arpentage (mesurage des terrains).

On observe deux grands domaines au sein du génie civil :

- le bâtiment
- les travaux publics

Dans les deux domaines, quelle que soit sa spécialisation, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux.

Les ingénieurs en génie civil conçoivent, exécutent et gèrent des infrastructures urbaines et autres projets de construction. En général, leurs travaux touchent cinq principaux domaines, soit les structures, l'hydraulique, la mécanique des sols et les fondations, les transports et l'environnement. Les ingénieurs civils veillent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens.

L'ingénieur structures met au point l'ossature d'une construction et s'assure de sa stabilité. Grâce à de savants calculs sur ordinateur, ce spécialiste en matériaux (béton, charpentes métalliques, bois, etc.) participe à l'avant-projet de la construction. À partir des plans de l'architecte, et avant le chiffrage du chantier, il prend en compte tous les facteurs (qualité du sol, dimensions, performances techniques des matériaux, risques de séisme ou conditions climatiques...) pour définir la taille des différents éléments de la structure du bâtiment et la quantité de matériaux à utiliser. Puis il réalise, sur ordinateur, des simulations de résistance, de déformation et d'élasticité pour tester ses hypothèses. Il réalise aussi le plan de coffrage, indiquant l'emplacement des murs, et le plan d'armature, qui représente les éléments porteurs du bâtiment.

Il travaille en équipe avec des dessinateurs-projeteurs. Ce professionnel est indispensable dans la construction.

L'objectif de ce mémoire est de faire une étude d'un bâtiment en R+8+entre sol, à usage d'habitation et commercial tout en respectant les codes de calculs et réglementation en vigueur à savoir, RPA99/2003, BAEL, CBA93 et le DTR. Afin que l'ouvrage résiste durant sa construction et tout au long de sa vie aux diverses sollicitations (le poids propre de l'ouvrage, les charges d'exploitations, les charges climatiques, les séismes, etc.).

Ce manuscrit est divisé en plusieurs chapitres comme suit :

Le premier chapitre comporte la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés.

Le second chapitre traite le pré-dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure. Étant donné que l'ouvrage se situe dans une zone sismique, le logiciel de calcul des structures « ETABS V9.7.1 » est recommandé. Les résultats obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au dernier chapitre conformément au rapport du sol, suivie d'une conclusion générale.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8+ Entre-sol) en béton armé à usage multiple situé à Remila commune **SIDI AICH**, il est constitué de :

- Entre-sol à usage commerce et garages.
- Un RDC à usage d'habitation.
- Huit étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier et un ascenseur.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques de la structure :

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 22.1 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 13 \text{ m}.$$

I.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes

- Hauteur totale.....**H** = 31.56 m.
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....**H_t** = 32.16 m.
- Hauteur d'Entre-sol**h_{entre-sol}** = 04.08 m.
- Hauteur du RDC.....**h_{RDC}** = 03.06 m.
- Hauteur des autres étages..... **h** = 03.06 m.

I.3.3 Données géotechniques du site

D'après la conclusion de l'étude géotechnique le sol d'implantation est constitué généralement par des formations alluvionnaires (galets et graviers enrobés dans une matrice argileuse) en profondeur, surmontée par une couche de marne beige-verdâtre. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais.

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1,8$ bars, pour un ancrage des fondations : D = 1.5m de profondeur par rapport à la cote de terrassement généraux.
- La densité humide $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Le site est dans la catégorie S3 (meuble).

I.4. Règlements et normes utilisés

Pour faire l'étude de notre projet on doit respecter :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- DTR BC2.33.1. Règles de calcul des fondations superficielles.
- BAEL91/version 99.

I.5. Caractéristiques des matériaux

• I.5.1. Le béton :

Le béton est un mélange, en proportions diverses de granulats, de ciment, d'eau et des adjuvants.

I.5.1.1. Résistance à la compression :

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} .

Pour $j \leq 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(4.76+0.83j)} \right] f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{(1.40+0.95j)} \right] f_{c28} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (art : A.2.1.1.1.)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{valable pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour: } j \geq 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.)}$$

Pour notre étude la résistance à la compression du béton est prise égale à : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

I.5.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.} \quad \text{CBA 93 (art : A.2.1.1.2.)}$$

I.5.1.3. : Modules de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton, le module de Yong instantané E_{ij} qui est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPA.} \quad \text{CBA 93 (art A.2.1.2.1.)}$$

Le module de déformation longitudinale différée est utilisé pour des chargements de longue durée, il est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10721,39 \text{ MPA.} \quad \text{CBA 93 (art A.2.1.2.2.)}$$

I.5.1.4. : Coefficient de poisson

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à **0,2** et pour le calcul des sollicitations il est pris égal à **0**. **CBA 93 (art A.2.1.3.)**

I.5.2. : Etat limite ultime de résistance :**I.5.2.1. : Hypothèses de calcul : CBA 93 (art A.4.3.2)**

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

I.5.2.2. : Diagramme contraintes déformations

La résistance de calcul du béton f_{bc} est donné par la formule : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ **BAEL 91 (art 5.2.2.)**

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\Theta = \begin{cases} 1,00 & \text{Lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,90 & \text{Lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{Lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$

Pour notre cas on a $f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$. Pour une situation durable .

$\Rightarrow f_{bc} = 18.47 \text{ MPA}$. pour une situation accidentelle.

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}) :

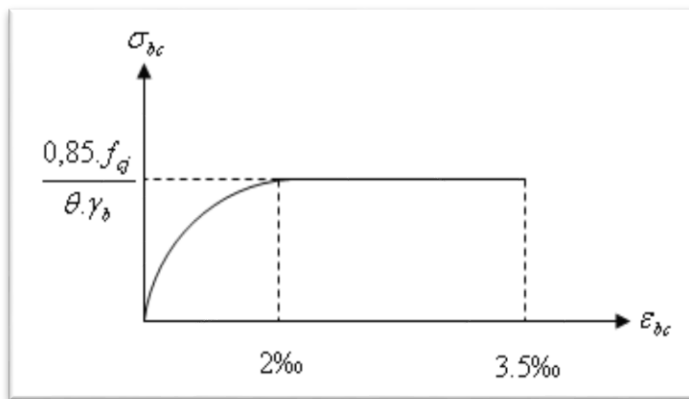


Figure I.1. : Diagramme contrainte-déformation pour le béton. (BAEL 91)

I.5.3. : Etat limite ultime de service :

I.5.3.1. : Hypothèses de calcul : BAEL91 (art 4.1)

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.
- Le béton tendu est négligé.
- Le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$) : est appelé coefficient d'équivalence.

I.5.4. Les aciers

Leurs rôles sont de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E est pris égal à **E= 200 000 MPA**.

I.5.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier

Contraintes limites σ_s :

➤ **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10 \% \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPA}$$

ε_s : Allongement relatif.

Tel que : $\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

➤ **Etat limite de service :**

La valeur de σ_s donné en fonction de la fissuration :

Cas 1 : Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire.

Cas 2 : Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPA.}$$

Cas 3 : Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 164.97 \text{ MPA.}$$

I.6. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, variation de températures, tassements d'appuis...est) qui entraînent des déformations de la structure.

I.6.1. Les actions permanentes (G)

Elles sont appliquées avec la même intensité pendant toute la durée de vie de la structure, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les charges de superstructure, d'équipements fixes, les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.

I.6.2. Les actions variables

Ce sont des actions appliquées pendant une courte durée par rapport aux actions permanentes, leur intensité est plus au moins constante, on distingue :

- Les actions d'exploitation.
- Les actions climatiques (neige, vent).

- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.

I.6.3. Les actions accidentelles

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application telle que le séismes, action du feu, chocs de véhicules... etc.

I.7. Les sollicitations

Les sollicitations sont des effets provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, ces dernières sont exprimées sous forme des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion).

I.8. Les combinaisons d'actions

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes qui sont données par le **RPA 99/version 2003** :

- Situation durable : ELU : $1,35G + 1,5Q$.
ELS : $G + Q$.
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$.
 $0,8G \pm E$.
 $G + Q \pm 1,2 \times E$ (pour les poteaux des portiques auto stable).

I.9. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre projet sont présentées dans le tableau suivant :

Béton :	Acier :
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$ $E_{v28} = 10721,39 \text{ MPa}$ $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$. Pour une situation durable $f_{bc} = 18.47 \text{ MPa}$. pour une situation accedentelle $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour la situation courante $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ pour une situation accidentelle FN: $\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$ FTN: $\overline{\sigma_{st}} = 164.9 \text{ MPa}$ $\eta = 1,6$

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations verticales et horizontales.

Le pré dimensionnement de la structure est fait conformément aux documents techniques réglementaires (B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93).

II.1.1 Les planchers :

On a deux types de plancher :

A. Plancher à corps creux :

❖ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition est indiquée sur la figure ci-dessous :

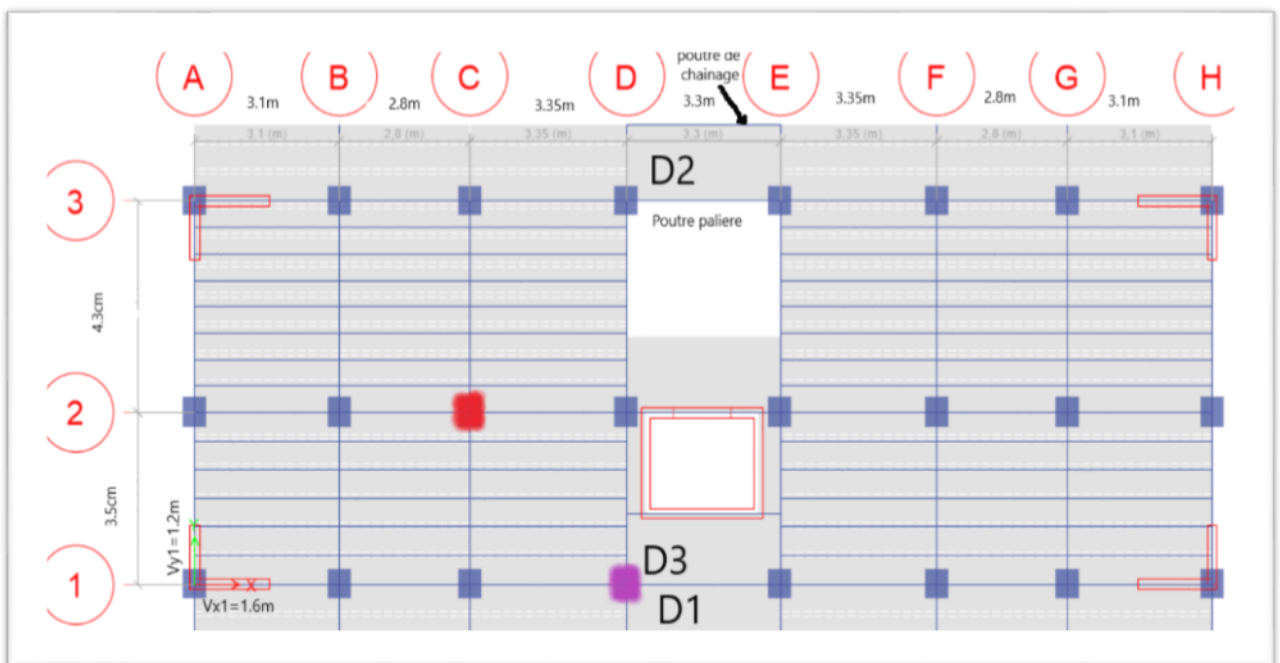


Figure II.1 Schéma de la disposition des poutrelles.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h=h_{cc}+ h_{dc}$).

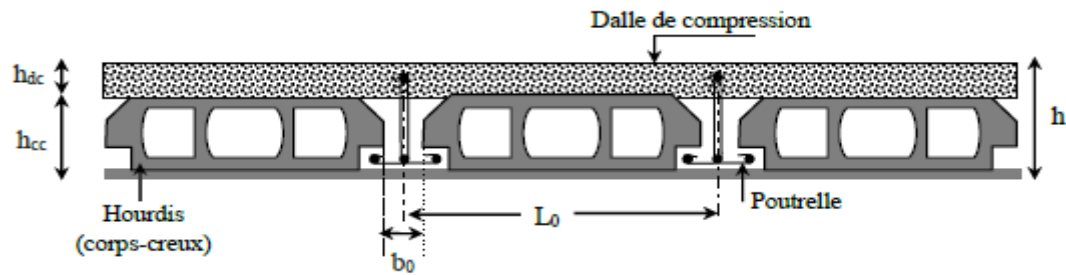


Figure II.2 Plancher à corps creux.

- h_{cc} : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 4 à 6 cm.
- L_0 : distance entre axes des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B. 6. 8. 4. 2 CBA 93})$$

L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm $\Rightarrow L_{max} = 335 - 30 = 305$ cm

$$h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}$$

Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 20 cm ($h_{cc} = 16$ cm et $h_{dc} = 4$ cm).

❖ Dimensionnement :

Les poutrelles se calculent en section en T, et la largeur (b) de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10}\right)$$

b_0 est pris entier $(0.4 ; 0.6)h_t \Rightarrow b_0 = 10$ cm

$h_t = 20$ cm ; $L_x = 65 - 10 = 55$ cm

$$L_y^{min} = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2} ; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

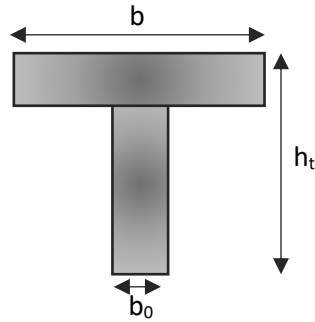


Figure II.3 Schéma d'une poutrelle.

B. Plancher en dalles pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

➤ Critère de résistance :

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèle.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$.

➤ Critère de coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

➤ Critère d'isolation phonique :

- $e \geq 13 \text{ cm}$

Les différents types des panneaux de panneaux

➤ **Panneau sur 3 appuis (D1) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{1.05}{3.2} = 0.32 \leq 0.4$$

$$\frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30} \Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3,5 \text{ cm}$$

On prend **e=12 cm** pour avoir une bonne résistance au feu qui est supérieur à 2 heures.

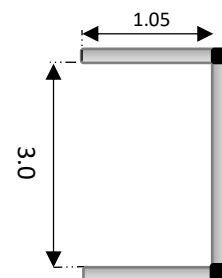


Figure II.4. PanneauD1.

➤ **Panneau sur 4 appuis (D2) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{1,25}{3} = 0,42 \leq 0,4$$

$$\frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30} \Rightarrow 3,57 \text{ cm} \leq 4,17 \text{ cm}$$

On prend **e=12 cm** pour avoir une bonne résistance au feu qui est supérieur à 2 heures.

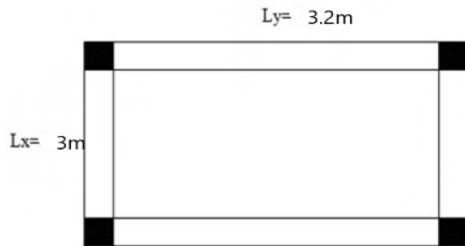


Figure II.5 Panneau D 3.

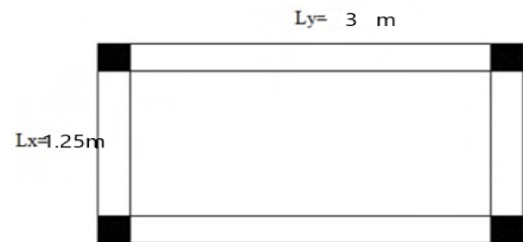


Figure II.6 Panneau D2.

➤ **Panneau sur 4 appuis (D 3) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{3}{3,2} = 0,93 \leq 0,4$$

$$\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40} \Rightarrow 6,66 \text{ cm} \leq 7,5 \text{ cm}$$

On prend **e=12 cm** pour avoir une bonne résistance au feu

Qui est supérieur à 2 heures.

Tableau II.1 Récapitulatif des différentes épaisseurs.

dalles	D1	D2	D3
e (cm)	12	12	12

II. 1.2. Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions du BAEL qui sont les suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L_{max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

A. Poutre principale (PP)

$L_{max} = 435 - 30 = 405$ m (pour des poteaux de (30×30) cm²).

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 41 \quad \text{tel que: } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On prend $\begin{cases} h = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

B. Poutre secondaire (PS)

$L_{max} = 335 - 30 = 305$ m

$$\frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.93 \leq h \leq 30 \Rightarrow \text{On prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ Vérifications des conditions du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ h/b = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

II.1.3 Les voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

Avec : - h_e : Hauteur libre d'un voile.

- e : Epaisseur du voile.

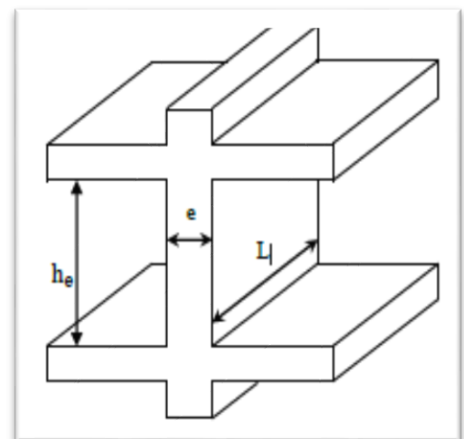


Figure II.7. Coupe transversal d'un voile.

Dans notre cas on a :

- Entre-sol, $e = 15 \text{ cm}$
- Le reste des étages : $e = 15 \text{ cm}$

II.1.4. Les escaliers :

A. Définition :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton, en acier ou en bois. Y a plusieurs types d'escalier, et dans notre structure on a : un escalier droit à deux volées.

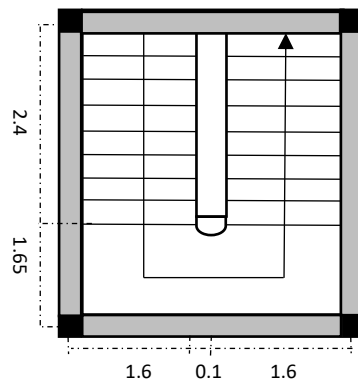


Figure II.8. Vue en plan d'escaliers.

Le pré dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n \rightarrow \text{nombre de contre marches} \\ n-1 \rightarrow \text{nombre de marches} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

On suppose : $2h + g = 64$

On remplace : $2 \times \frac{H_0}{n-1} + \frac{L_0}{n-1} = 64 \Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + H_0 = 0$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition du BAEL :

- Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
- Pour une dalle sur un seul appui : $e \leq \frac{L_x}{20}$

L_x : La plus petite portée du panneau sollicité.

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier.

➤ Calcul de nombre de marche et contre marches :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

On trouve : $n = 9$

$$\text{C.-à-d. : } \begin{cases} 8 \text{ marches} \\ 9 \text{ contre marches} \end{cases}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}, \quad h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$L_v = \sqrt{(1.53)^2 + (2.40)^2} = 2.85 \text{ m} \Rightarrow L = 4.6 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_4} \right) = 32.52^\circ$$

$$\frac{460}{30} \leq e_1 \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 15.33 \text{ cm} \leq e_1 \leq 23 \text{ cm}$$

$e \geq 12 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$$\text{On prend } \begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ ep = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

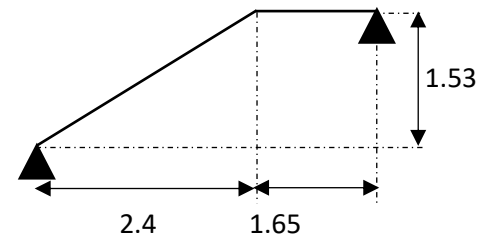


Figure II.9. Schéma de l'escalier à

Deux volées

Tableau II.2 Dimensionnement de la volée.

Partie	L_0 (m)	L_p (m)	L (m)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	e (cm)
(AB et CD)	2.4	1.65	4.6	1.53	9	17	30	32.52	17

II.1.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91(3), tout en respectant les prescriptions du RPA (1).

$$\text{BAEL : } \begin{cases} \text{Critère de résistance.} \\ \text{Critère de stabilité de forme.} \end{cases}$$

$$\text{RPA : } \begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \geq \frac{he}{20} \text{ cm} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux suivantes tout en respectant les exigences citées au part avant :

Tableau II. 3 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propre g(KN) $g=h \cdot b \cdot H_e \cdot \gamma_c$
Entre-sol	45*45	20.65
RDC	45*40	13.77
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	40*35	10.71
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*35	9.37
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30*35	8.03

II.2. Evaluations des charges et surcharges (DTR BC 2.2).**Tableau II.4** Evaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments		Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	Surcharge D'exploitation (KN/m ²)
Gravillon de protection		04	20	0.80	Plancher Q =1.5 Balcon Q = 1.5
Etanchéité multicouche		02	06	0.12	
Isolation thermique		04	04	0.16	
Forme de pente		10	22	2.2	
Revêtement en carrelages		02	20	0.4	
Plancher	Corps creux (16+4)	20	/	2.80	
Charge permanente total G _{CC}				Σ= 6.75	

Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharges des planchers à corps creux.

Désignation des éléments		Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	Surcharge D'exploitation (KN/m ²)
Cloison légère de séparation		10	/	0.90	Etage courant Q = 1.50
Revêtement de carrelage		02	20	0.40	
Mortier de pose		02	20	0.40	
Lit de sable		02	18	0.36	
Plancher	Corps creux (16+4)	20	/	2.8	
Enduit en plâtre		1.5	18	0.2	Balcon Q= 3.5
Charge permanente total G _{CC}				Σ= 5.06	

Tableau II.6 Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	02	20	0,4
Mortier de pose	02	20	0.4
Lit de sable	02	18	0.36
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de plâtre	02	10	0,2
Charge permanente totale			ΣG = 4.36
Surcharges d'exploitation			Σ Q=1.5

Tableau II.7 Evaluation des charges et surcharges des murs double cloison.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	02	10	0,2
Briques creuses	15	/	1.30
Lame d'air	5	0	0,
Briques creuses	10	/	0.90
Enduit de ciment	1.5	18	0,27
Charge permanente totale			ΣG = 2.85

Tableau II.8 Evaluation des charges et surcharges des volées.

Désignation des éléments	Poids volumiques (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre	25	$0.17/\cos(\alpha)$	4,74
Les marches	0.18	0.17/2	0.27
Carrelage horizontale	20	0,02	1.98
Carrelage vertical	20	0.02	1.98
Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	14	$0.015/(\cos 32.52)$	0.18
Charge permanente totale			G = 8.11
Charge d'exploitation			Q = 2.5

Tableau II.9 Evaluation des charges et surcharges des paliers.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Palliasse	25	0.17	4
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Enduit de ciment	18	0.15	0.27
Charge permanente totale			G = 5.11
Charge d'exploitation			Q = 2.5

II.3. Décence de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

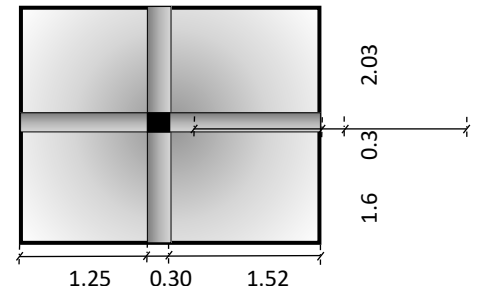
Pour cela, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités qui sont : poteau C2 et poteau D1, (voir la figure II.2.).

➤ **Poteau C2 :**○ **Surfaces afférentes :**

Tous les étages :

$$\begin{cases} S1 = 2.5375 \text{ m}^2 \\ S2 = 2 \text{ m}^2 \\ S3 = 3.0856 \text{ m}^2 \\ S4 = 2.432 \text{ m}^2 \\ S = 10.05 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.63 \text{ m} \\ L_{ps} = 2.77 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 12.7 \text{ KN} \\ G_{ps} = 7.3 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow g_{poutre} = 20 \text{ KN}$$

**Figure II.10** surface afférente du poteau C2.**Tableau II.10** Evaluation des charges et surcharges des éléments pour le poteau C2.

Elément	P (KN)
Acrotère	7.8
Plancher a corps creux	50.85
plancher terrasse accessible	67.8

○ **La loi de dégression des charges d'exploitation DTR BC2.2 (4) :**

$Q_0 \Rightarrow$ c'est la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$.

- ❖ Sous la terrasse : Q_0
- ❖ Sous le 8ème étage : $Q_0 + Q_1$
- ❖ Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- ❖ Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ❖ Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ❖ Sous le 4ème étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ❖ Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n) / (2 \times n) \sum_i^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (C2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.11 Descente de charge du poteau C2.

Etages	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
N10	0	Acrotère	7.8	10.05
		Plancher Terrasse	67.8	
		Poutres	20	
		Poteaux	8.03	
	Somme		103.63	10.05
N9	1	Venant de N10	103.63	25.125
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	8.03	
	Somme		182.51	35.175
N8	2	Venant de N9	182.51	38.6
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	8.03	
	Somme		261.39	73.78
N7	3	Venant de N8	261.39	50.77
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	9.37	
	Somme		341.61	124.54
N6	4	Venant de N7	341.61	61.32
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	9.37	
	Somme		421.83	185.86
N5	5	Venant de N6	421.83	70.37
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	9.37	
	Somme		502.05	256.23

N4	6	Venant de N5	502.05	77.91
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	10.71	
	Somme		583.61	334.14
N3	7	Venant de N4	583.61	85.45
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	10.71	
	Somme		665.17	419.6
N2	8	Venant de N3	665.17	93
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	13.77	
	Somme		749.8	512.6
N1	9	Venant de N2	749.8	145.77
		Plancher	50.85	
		Poutres	20	
		Poteaux	20 ,65	
	Somme		841,3	658.36

Avec : $N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 2123.3 \text{ KN}$

Pré dimensionnement du poteau (P2) :

$$\begin{cases} G = 782.11 \text{ KN} \\ Q = 593.43 \text{ N} \end{cases} \Rightarrow N_u = 1946 \text{ KN}$$

En résumé : $\begin{cases} N_u(C2) = 2123.3 \text{ KN} \\ N_u(D1) = 1946 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow$ donc le poteau le plus sollicité est **C2**.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

$\begin{cases} 10\% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées} \\ 15\% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées} \end{cases}$

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u' = 1.1N_u \Rightarrow N_u' = 2335.7 \text{ KN}$$

○ **Vérification du poteau :**

a- Vérification à la compression simple :

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu'}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{2335.7 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.16 \text{ m}^2$$

Avec B : section du poteau.

Or pour le poteau à la base $B = 0.45 \times 0.45 = 0.2 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0.2 \text{ m}^2 \geq 0.16 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

Tableau II.12 Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité de tous les niveaux

Niveau	Nu'(KN)	Compression		Observation
		B(m ²)	B ^{cal} (m ²)	
N10	170.47	0.105	0.012	Vérifiée
N9	329.066	0.105	0.023	Vérifiée
N8	509.90	0.105	0.03	Vérifiée
N7	712.78	0.12	0.050	Vérifiée
N6	933.09	0.12	0.065	Vérifiée
N5	1168.32	0.12	0.08	Vérifiée
N4	1417.99	0.14	0.099	Vérifiée
N3	1680.12	0.14	0.118	Vérifiée
N2	1959.24	0.18	0.138	Vérifiée
N1	2333.7	0.2	0.16	Vérifiée

○ **Vérification au flambement :**

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

$$Nu' \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement où : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 : Longueur du poteau).

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

$$0.8 \% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r \quad \text{On prend} \quad A_s = 1 \% B_r$$

$$B_r^{cal} \geq \frac{Nu'}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} ; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_r^{cal}$

Tableau II.13 Vérification des poteaux au flambement.

Niveau	Nu' (KN)	I	l_f	λ	α	(Br ≥ Br ^{cal})		Observation
		(m)	(m)			Br	Br ^{cal}	
N10	170.47	0.007	2.002	28.6	0.75	0.008	0.08	Vérifiée
N9	329.066	0.007	2.002	28.6	0.75	0.016	0.08	Vérifiée
N8	509.90	0.007	2.002	28.6	0.75	0.025	0.08	Vérifiée
N7	712.78	0.01	2.002	20.2	0.8	0.03	0.08	Vérifiée
N6	933.09	0.01	2.002	20.2	0.8	0.04	0.109	Vérifiée
N5	1168.32	0.01	2.002	20.2	0.8	0.05	0.109	Vérifiée
N4	1417.99	0.01	2.002	20.2	0.8	0.06	0.109	Vérifiée
N3	1680.12	0.01	2.002	20.2	0.8	0.078	0.12	Vérifiée
N2	1959.24	0.013	2.002	15.4	0.82	0.089	0.12	Vérifiée
N1	2333.7	0.016	2.002	12.51	0.83	0.1	0.16	Vérifiée

○ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003 :**

Notre projet est implanté dans la zone **IIa**, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

II.4. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm.
- Dalle pleine $\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$
- Epaisseur des paillasse $\Rightarrow e = 17 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour entre sol.} \\ e = 20 \text{ cm pour le reste des étages.} \end{cases}$
- Poutres Principales (40×35) cm².
- Poutres Secondaires (35×30) cm².
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Dimensions des poteaux.

Niveaux	Entre-sol	RDC	étage 1, 2	Étage 3, 4 et 5	Étage 6 7 et 8
Dimensions	45×45	40 × 45	35 × 40	35 × 35	30 × 35

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- La poutre de chaînage.
- L'acrotère.

III.2. Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

Dans cette partie, le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, on distingue deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

➤ Méthode forfaitaire

Condition d'application

Pour le calcul des moments sur appuis et en travée d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$.
3. La fissuration est peu nuisible.
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{constant}$).

Application de la méthode

-Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travée.} \\ -0.5M_0 : \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0.4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

-Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) \dots\dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0i}$$

$$(2) \dots\dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: degré de la surcharge.
- ✓ M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.
- ✓ M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

-Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ Méthode de Caquot**Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$).

Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne

Moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Application de la méthode**-Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

-Moment en appui :

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g + q_d \times l'_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- ✓ l'_g, l'_d : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ✓ q_g, q_d : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- ✓ $l' = \begin{cases} 0.8l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

-Effort tranchant

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- ✓ M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- ✓ M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- ✓ l_i : Portée de la travée.

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

- **Types des poutrelles**

On a trois types de poutrelles :

Tableau III.1. Types de poutrelles.

Types	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

- **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose des poutrelles :

- ✓ Hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Remarque :

Dans ce qui suit, on limitera l'étude au cas défavorable de différents types à savoir le type1 et le type2.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1	Vérifiée	$\begin{cases} Q^{\max} = 5\text{KN} \leq \min(5\text{ KN/m}^2 ; 2G) \\ 0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i+1}}\right) \leq 1,25 \\ \text{F. P. N et I} = \text{constant} \end{cases}$	Méthode de Forfaitaire
Type 2	Vérifiée	$\begin{cases} Q^{\max} = 5\text{KN} \leq \min(5\text{ KN/m}^2 ; 2G) \\ 0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i+1}}\right) \leq 1,25 \\ \text{F. P. N et I} = \text{constant} \end{cases}$	Méthode de Forfaitaire

III .2.1.2 Calcul des charges et surcharge revenants aux poutrelles :

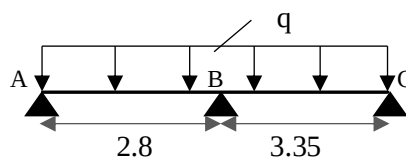
$$\begin{cases} p_u = 1,35G + 1,5Q & \text{et} & q_u = l_0 \times p_u \\ p_s = G + Q & \text{et} & q_s = l_0 \times p_s \end{cases} ; \text{ Avec : } l_0 = 0,65\text{m}$$

Tableau III.3. Surcharge revenante aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p_u (KN/m ²)	q_u (KN/m)	p_s (KN/m ²)	q_s (KN/M)
Terrasse accessible	6.75	1.5	11.36	7.38	8.25	5.36
Etage courant	5.06	1.5	9.081	5.9	6.56	4.26

III.2.1.3. Calcul des sollicitations

On prendra la poutrelle type 2 du plancher RDC comme exemple de calcul et les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

Calcul de la poutrelle type 2**Figure III.1.** Schémas statiques de la poutrelle type 2.**➤ Calcul des moments****Moments isostatiques**

✓ ELU

$$M_0^{AB} = q_u \times l^2 / 8 = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = q_u \times l^2 / 8 = 8.3 \text{ KN.m}$$

✓ ELS

$$M_0^{AB} = q_s \times l^2 / 8 = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = q_s \times l^2 / 8 = 5.98 \text{ KN.m}$$

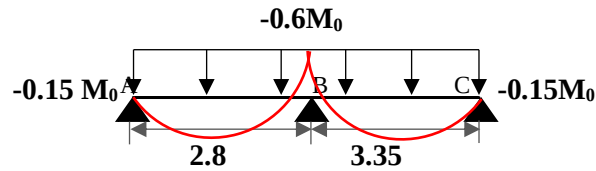
Moments aux appuis

Figure II.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées.

-Appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

$$M_A = M_C = -0.15 M_0 \quad \text{avec : } M_0 = \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$\text{Donc} \begin{cases} \text{ELU: } M_A = M_C = -1.24 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A = M_C = -0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Appui intermédiaire

$$M_{B \text{ elu}} = -0.6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 \times 8.3 = -4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{B \text{ els}} = -0.6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 \times 5.98 = -4 \text{ KN.m}$$

-Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5.06}{5.06 + 1.5} = 0.77 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.23 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.715 \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.98 + 0}{2} \geq (8.3 \times 1.23) \Rightarrow M_t \geq 7.72 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.715 \times 8.3 \Rightarrow M_t \geq 5.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t \text{ elu}} = \max (7.72 ; 5.93) \Rightarrow M_t = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ els}} = \max (4.27 ; 4.28) \Rightarrow M_t = 4.28 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants

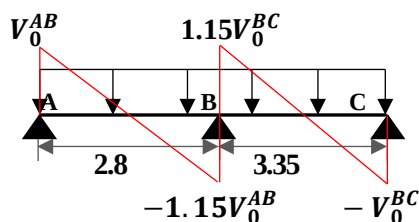


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchant d'une poutre à deux travées.

On a $V_0 = \frac{q_l}{2}$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_{AB} = 8,26 \text{ KN} \\ -1.15V_{AB} = -9.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} 1.15 * V_{BC} = 11.36 \text{ KN} \\ -V_{BC} = -9.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages.

Types	ELU			Effort tranchant V_u (KN)	ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
2	-1.24	-4.98	7,72	11.36	-0,9	-4	4.28
3	-1.24	-2,95	7,24	10,87	-0,9	-2,13	3,41

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse.

Types	ELU			Effort tranchant V_u (KN)	ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
2	-1,55	-6,21	9,73	14,21	-1,13	-4,51	7,07
3	-1,55			14	-1,13		

III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées à la flexion simple en fonction des sollicitations maximales.

Tableau III.6. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU			Effort tranchant V_u (KN)	ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	-1,55	-6,21	9,73	14,21	-1,55	-4,51	7,05
Etages courants	-1.24	-4.98	7,72	11.36	-0,9	-4	4.28

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus, on a presque les mêmes valeurs de sollicitations entre l'étage courant et la terrasse, pour cela on va ferrailer avec les sollicitations max comme suit :

$$ELU \begin{cases} M_t = 9,73 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,21 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.55 \text{ KN.m} \\ V = 14,21 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 7,05 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -4,51 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,55 \text{ KN} \end{cases}$$

$b = 60 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ Mpa}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa};$

$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

○ **Ferrailage en travée**

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu}

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.60 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54.52 \text{ KN.m} > M_u = 9,73 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,73 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.03 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$

$\mu_{bu} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.044) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{9,73 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1,58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,68 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.304 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^{min} = 1.304 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Donc on ferraille avec } A_t.$$

○ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela on va calculer une section en T ($b_0 \times h$).

▪ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.13 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :

$$\text{On a } f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}) \Rightarrow \alpha = 0.175$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.175) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{6,21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.04 \text{ cm}^2$$

▪ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\text{Donc On est dans le pivot A : } \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.043) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 2,52 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.252 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Donc on ferraille avec } A_a^{inter}.$$

$$A_a^{min} = 0.217 \text{ cm}^2 \leq A_a = 0.252 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Donc on ferraille avec } A_a^{rive}.$$

❖ Choix des barres

En travée : $A = 1.68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 = 2,36cm²

En appui intermédiaire : $A = 1,04 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1.57 cm²

En appui de rive : $A = 0.252 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0.79 cm²

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\Phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 10\text{mm})$$

$$\phi_t = 5.71\text{mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (un étrier)

○ Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ Vérifications de rupture par cisaillement

$$V^{\max} = 14.21 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.79 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ L'espacement

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28K})} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$2) S_t \leq \frac{0.5 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.1(0.61 - 0.3 \times 2.10 \times 1)} \Rightarrow S_t \leq 166.3 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.5 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(1; 2; 3)$$

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

✓ **Vérifications des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

▪ **Appui de rive**

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{14.21 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(14.21 - \frac{6.21}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$A_l = -0.5.01 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérifications de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit : $a = \min [0.9d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}] = 16.2 \text{ cm}$

$$14.21 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Vérifications de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.21 \left(\frac{0.6 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.84 \text{ Mpa}$$

$$\tau_1^u = 0.84 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérifications à l'ELS

A l'ELS on doit vérifier les contraintes et la flèche.

✓ **Vérifications des contraintes**

▪ **En travée**

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$H = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \geq 0$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression $\Rightarrow$ calcul d'une section en $(b \times h)$.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$5y^2 + 35.65y - 637.7 = 0 \Rightarrow Y = 7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)}{12} h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A(d - y)^2 + A'(y - d')^2]$$

$$I = 9600.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.51 \times 10^{-3}}{9600.65 \times 10^{-8}} \times 0.07 = 3.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.28 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 4.68 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$H = 4.68 \times 10^{-4} \text{ m}^3 > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ axe neutre passe par la table $\Rightarrow$ calcul d'une section ($b_0 \times h$).

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 79y - 142.2 = 0 \Rightarrow y = 6.02 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3 \right) + (15 \times A) \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7614.081 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.32 \times 10^{-3}}{7614.081 \times 10^{-8}} \times 0.0602 = 2.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.62 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche**

Condition de la vérification de la flèche

Données : $l = 3.35 \text{ m}$; $M_{0s} = M_{ts} = 4.41 \text{ KN.m}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_{0s}} \Rightarrow \frac{20}{335} = 0.05 \leq \frac{7.05}{15 \times 4.41} = 0.11 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.} \\ 2) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{60 \times 18} = 0.0013 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 3) l \leq 8\text{m} \Rightarrow 3.35 \leq 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche.

$$l \leq 5\text{m} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{l(\text{cm})}{500} \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{335}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0.67 \text{ cm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL.

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \text{BAEL91 modifié 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoin de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 4.25 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3.11 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 5.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } j = G - G^{revêtement} = 3.7 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Modules de Young instantanés et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39 \text{ Mpa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32164.19 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 5 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2 \end{cases} \text{ Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1.51}{10 \times 18} = 0.017$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 73.04 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 53.45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 95.04 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} I = 11239 \text{ cm}^4 \\ y = 4.58 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.19 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.056 \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.305 \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie fissurés et I**

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20405}{1 + 2.26 \times 0.75} = 1989.578 \text{ m}^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 20405}{1 + 2.26 \times 0.59} = 3031.000 \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 20405}{1 + 2.26 \times 0.78} = 1536.51 \text{ m}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 20405}{1 + 0.90 \times 0.75} = 2811.36 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 4.25 \times \frac{3.35^2}{10 \times 10721.39 \times 2811.36} = 0.158 \text{ cm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3.11 \times \frac{3.35^2}{10 \times 32164.19 \times 3031} = 0.358 \text{ cm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 5.53 \times \frac{3.35^2}{10 \times 32164.19 \times 1536.51} = 1.25 \text{ cm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 4.25 \times \frac{3.35^2}{10 \times 32164.19 \times 1989.578} = 0.745 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.305 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

:

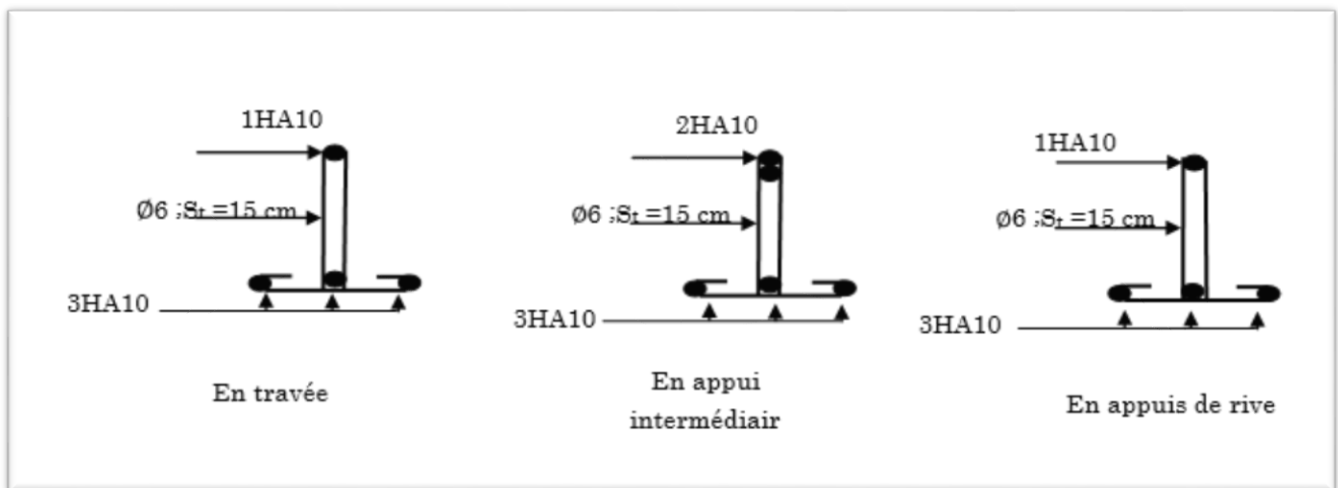


Figure III.4. Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant et terrasse.

III.2.1.4.1. Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.6}{500} \times 100 = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

► On choisit $3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$ pour $A_{\perp}$ et $A_{\parallel}$

D'après le **BAEL** les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} S_t \leq 20 \text{ cm} \text{ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \text{ Pour les armatures parallèles aux nervures.} \end{cases}$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150×150) mm²

- Perpendiculaires aux poutrelles → $S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$
- Parallèles aux poutrelles → $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

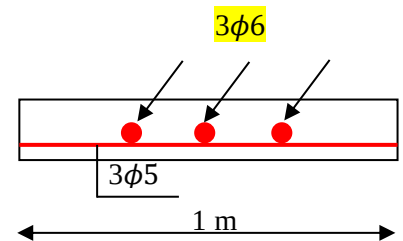


Figure II.5. Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Etude des dalles pleines

Tableau III.7. Données des différents types de dalle pleine.

Type	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1 sur 4 appuis	1.6	3	$0.43 \geq 0.4$	0.1062	0.25	0.1087	0.3077
D2 sur 3 appuis	1.05	3.05	$0.34 \leq 0.4$	/	/	/	/
D3 sur 4 appuis	3	3.2	$0.94 \geq 0.4$	0.0410	0.8875	0.0491	0.9087

III.2.2.1. Calcul des sollicitations :

▪ Dalle sur 4 appuis (D3) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{3.2} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a: } G = 4.36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul à l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 8.14 \times (3)^2 = 3 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0.8875 \times 3 = 2.67 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

a) En travée : panneau intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 3 = 2.25 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 2.67 = 1.7 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

b) En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 3 = -1.5 \text{ KN.m/ml}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 6.89 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 5.67 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_u = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments

$$\begin{cases} M_{0 \text{ ser}}^x = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_{0 \text{ ser}}^y = 0.79 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t \text{ ser}}^x = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ ser}}^y = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

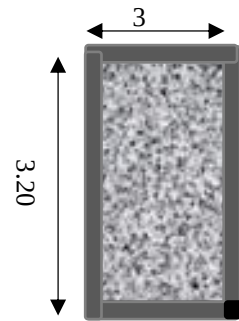


Figure III.6. Dalle sur quatre appuis.

III.2.2.2. Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 10 \text{ cm}$.

▪ En travée :

✓ Selon L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.016 \\ \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.019 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{2.25 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.019) \times 0.1} = 6.51 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_x^t = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis et les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Calcul des sollicitation et ferrailage selon y et x.

En travée								
Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St (cm)
X	2.25	0.016	0.019	0.01	0.65	1.23	4HA8 = 2.01	25
Y	1.7	0.012	0.015	0.01	0.05	0.96	4HA8 = 2.01	25
En appui								
X et Y	1.5	0.01	0.01	0.01	0.043	1.23	4HA8 = 2.01	25

❖ Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier feE 500} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier feE 400} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier feE 215 et 235} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.94)}{2} \times 100 \times 12 = 1.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

❖ L'espacement :

$$\text{FPN} \Rightarrow \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$\Rightarrow$ on opte $s_t = 25\text{cm}$ pour les deux sens.

❖ Armatures de répartition :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow A_y^t \geq 0.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_y^t = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$S_{ty} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.07 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales, Aussi elles ne sont pas nécessaires si la dalle est bétonnée sans reprise.

❖ Vérification des contraintes :

$$Y = \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d \Rightarrow 50 y^2 + 30.15y - 301.5 = 0 \Rightarrow Y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2189.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{ser}}^x \times \frac{y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow 0.66 \times 10^3 \frac{2.17}{2189.08} \leq 0.6 \times 25$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.66 (10 - 2.17) \times 10^{-5}}{2189.08 \times 10^{-8}} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 35.41 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{6.89 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens x-x : $A_x = 2.36 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$.

❖ Vérification à la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\text{ ser}}^x}{20 \times M_{o\text{ ser}}^x}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{3} = 0.04 \geq 0.04 \\ \frac{2.36}{100 \times 10} = 0.002 < 0.005 \end{array} \right.$$

Donc La vérification de **la flèche n'est pas nécessaire**.

Donc le choix de ferrailage est : $A_{sx} = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

$A_{sy} = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Dalle		Sollicitation							
		ELU					ELS		
		M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_a^r (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_a^r (KN.m)
	D3	5.55	/	-1.66	5.77	2.83	3.92	/	-1.18
	D2	2.57	0.64	-0.91	8.24	6.55	1.86	0.67	-0.65
	D1	1.89	0.58	-0.67	6.89	5.67	1.45	0.7	-0.72

Tableau III.10. Vérification de l'effort tranchant.

	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
D3	8.24	$0.08 \leq 1.17$	Vérifiée	6.55	$0.06 \leq 1.17$	Vérifiée
D2	6.89	$0.07 \leq 1.17$	Vérifiée	5.67	$0.05 \leq 1.17$	Vérifiée
D1	5.77	$0.05 \leq 1.17$	Vérifiée	2.83	$0.025 \leq 1.17$	Vérifiée

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types :

Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU

Type	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{dopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
trois appuis	X-X	2.57	0.018	0.022	0.03	1.3	1.028	4HA8 = 2.01	25
	Appui	0.91	0.006	0.0007	0.008	0.9	1.028	4HA8 = 2.01	25
quatre appuis	X-X	5.55	0.04	0.05	0.05	1.6	1.06	4HA8 = 2.01	25
	Appui	1.66	0.012	0.015	0.01	1.2	1.06	4HA8 = 2.01	25
Quatre appuis	X-X	1.89	0.013	0.016	0.01	1.004	1.23	4HA8 = 2.01	25
	Appui	0.67	0.004	0.005	0.01	0.76	1.23	4HA8 = 2.01	25

Tableau III.12. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Type	Sens	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
D2	X-X	2.57	2.58	3713.72	$3.38 \leq 15$	Vérifiée	$184.91 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	0.91	2.58	3713.72	$1.99 \leq 15$	Vérifiée	$108.82 \leq 201.63$	Vérifiée
D3	X-X	5.55	3.25	5216.51	$4.54 \leq 15$	Vérifiée	$162.46 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	1.66	3.25	5216.51	$2.27 \leq 15$	Vérifiée	$81.12 \leq 201.63$	Vérifiée
D1	X-X	1.89	2.58	3713.72	$1.26 \leq 15$	Vérifiée	$68.87 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	0.67	2.58	3713.72	$0.44 \leq 15$	Vérifiée	$24.35 \leq 201.63$	Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche :**

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{M_{t_{ser}}^x}{20M_{o_{ser}}^x}; \frac{3}{80} \right) l_x \dots \dots \dots \text{condition (1)} \\ A < \frac{2bd_x}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition (2)} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.13. Vérification de la flèche.

Dalle	condition (1) (Cm)	condition (2) (Cm ²)	Obs
D2	$12 \geq 3.93$	$2.36 < 5$	Vérifiée
D1	$12 \geq 6$	$2.36 < 5$	Vérifiée
D3	$12 \geq 11$	$2.36 < 5$	Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

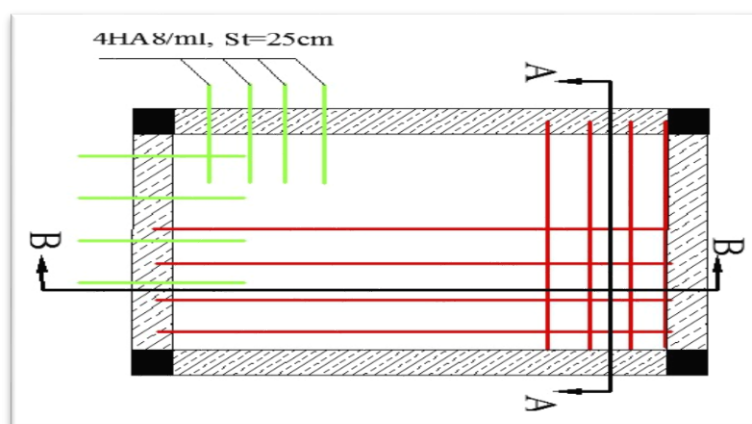


Figure.III.7. Schéma de ferrailage du panneau D3.

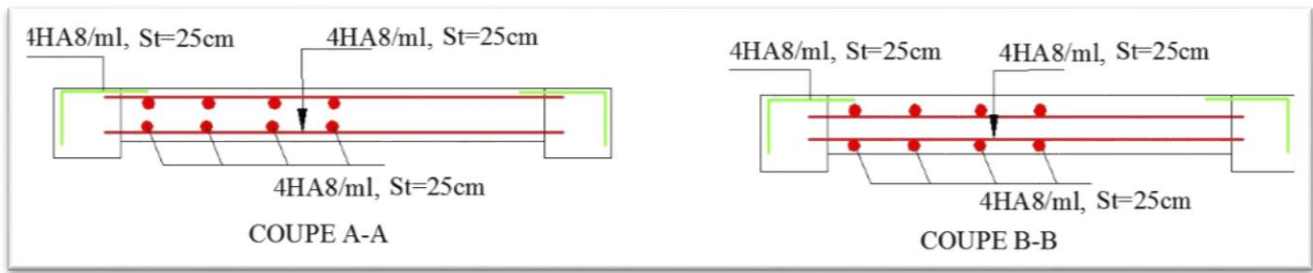


Figure. III .8. Schéma des coupes A-A et B-B.

III.3. Etudes des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

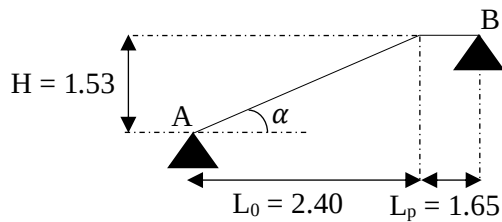


Figure III.10. Coupe en élévation de l'escalier

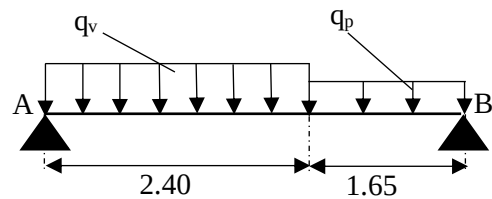


Figure III.9. Schéma statique de l'escalier

III.3.1. Evaluation des charges de l'escalier

$$\begin{aligned}
 \text{volée} \quad & \begin{cases} G_v = 8.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} & ; & \quad \text{palier} \quad \begin{cases} G_p = 5.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \\
 ELU \quad & \begin{cases} q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q = 14.7 \text{ KN/m}^2 \\ q_{up} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.72 \text{ KN/m}^2 \end{cases} & ; & \quad ELS \quad \begin{cases} q_{sv} = G_v + Q = 10.61 \text{ KN/m}^2 \\ q_{sp} = G_p + Q = 7.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

➤ Calcul des réactions d'appui

$$\sum f/x = 0 \Leftrightarrow 2.4 q_v + 1.75 q_v = R_A + R_B$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow ELU = \begin{cases} R_A = 29.18 \text{ KN} \\ R_B = 24.90 \text{ KN} \end{cases} ; ELS = \begin{cases} R_A = 21.03 \text{ KN} \\ R_B = 17.87 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.14. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS d'escalier.

	R_A (KN)	R_B (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$V^{\max}$ (KN)
ELU	29.18	24.9	26.82	20.12	-13.41	26.5
ELS	21.03	17.87	19.25	14.44	-9.63	/

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t = 0,75 M_{\max} \\ M_a = -0,5 M_{\max} \end{cases}$$

III.3.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec $M_t^{\max}$ pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Ferrailage de l'escalier à deux volées droites à l'ELU :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adopt} (cm ² /m)	St (cm)
En travée	20.12	0.063	0.081	0.145	4	1.81	5HA12 = 5.65	25
En appuis	-13.41	0.042	0.054	0.147	2.62	1.81	4HA10 = 3.14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties : $A_{répartition} = \frac{A_{répartition}}{4}$

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_{rep} = 1.41 \text{ cm}^2/ml \text{ soit: } A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml ; St = 25cm \\ \text{En appuis : } A_{rep} = 0.79 \text{ cm}^2/ml \text{ soit: } A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml ; St = 25cm \end{cases}$$

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

$$V^{\max} = 26.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{26.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.176 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

❖ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

Tableau III.16. Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (□□□)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	14.44	3.88	9143.72	6.12	15	Vérifiée
En appui	-9.63	3.32	8013.65	4	15	Vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) l_x \Leftrightarrow \frac{h}{l} = 0.042 \text{ cm} < 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2b \times d}{f_e} \Leftrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2 < 14.70 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 4.05 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

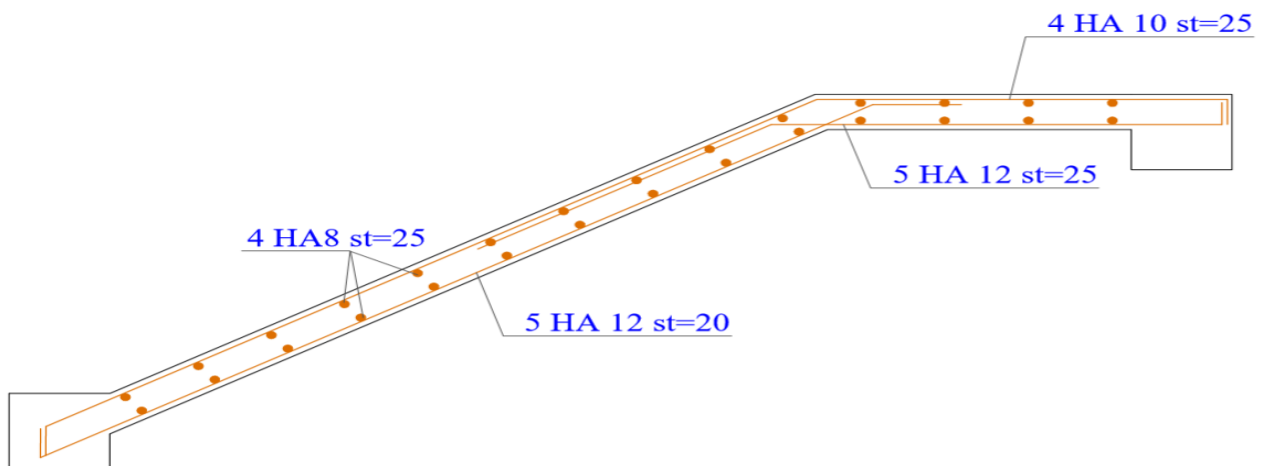
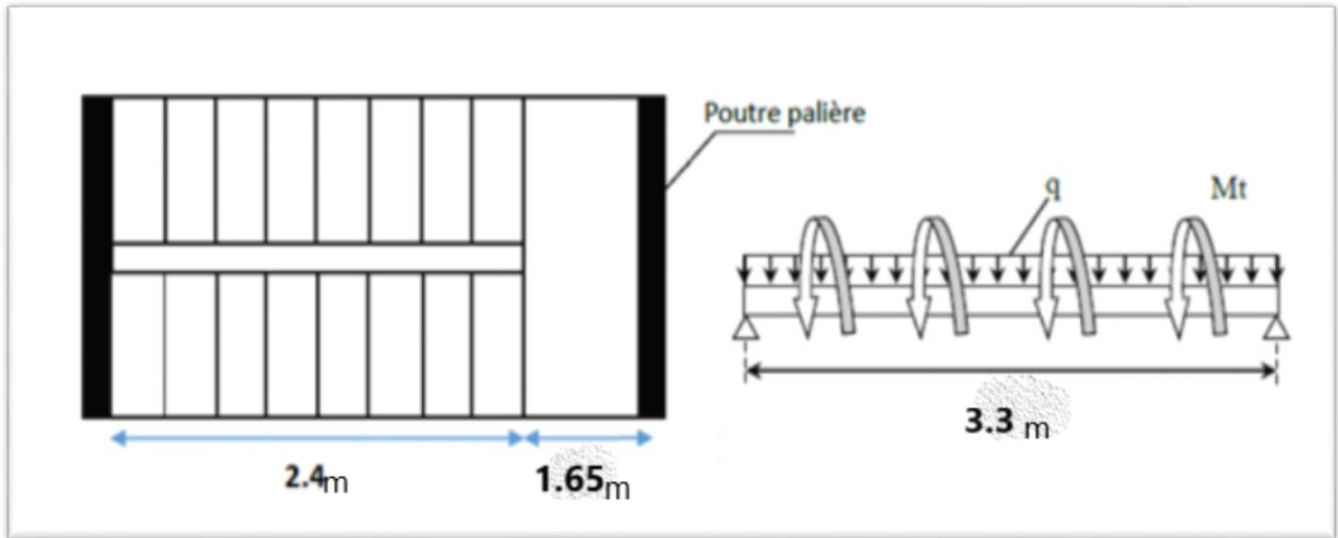


Figure. III.11. Schéma ferrailage d'escalier.

III.4. Etude de la poutre palière :



III.13. Vue en plan d'un escalier Droit.

III.12. Schéma statique de la poutre palière

III.4.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm} \quad \text{avec } l=3.3\text{m}$$

$$\text{Exigences du RPA99/2003} \quad \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Donc, on prend } b=35\text{cm}, h=40 \text{ cm}$$

III.4.2. Définition des charges

La poutre brisée est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,4 = 3.5 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la partie (AB) : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 26.49 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 19.01 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{\text{tor}} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

III.4.2.1 Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35 g_0 + R_{Bu} = 31.21 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 22.51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments :

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 42.8 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_0 = 31.86 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -21.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 70.1 \text{ KN.m}$$

III.4.3. Ferrailage à l'ELU**Tableau.III.17.** Moments et ferrillages correspondant.

Position	M (KN.m)	pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
En travée	31.86	A	0.045	0.057	0.371	2.46	1.6
En appuis	21.24		0.023	0.029	0.038	0.161	1.6

- en travée $A_{cal} \geq A_{min}$ alors on choisit 3HA12= 3.39 cm²
- en appuis $A_{cal} \leq A_{min}$ alors on choisit 3HA12= 3.39 cm²

❖ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{v^{\max}}{b \times d} = \frac{70.1 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.53 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$$

❖ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \Rightarrow A_{trans} \leq 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.52 ; \leq 0), \text{ Donc on prend : } A_{trans} = 0.52 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Calcul à la torsion➤ **Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{1}{2} = -13.41 \times \frac{3.3}{2} = -22.13 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de l'escalier à deux volées.

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 944.24 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armature longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \Omega f_{st}} = \frac{28.44 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 7.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \Omega f_{st}} = 5.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{22.13 \times 10^{-3}}{2 \times 0.094424 \times 0.066} = 1.77 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.53^2 + 1.77^2} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ **pas de risque de rupture par cisaillement**

III.4.6. Ferrailage global

▪ **En travée** : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.46 + \frac{5.05}{2} = 5 \text{ cm}^2$

Soit 3HA12 + 1HA16 = 5.4 cm²

▪ **En appui** : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.6 + \frac{5.05}{2} = 4.13 \text{ cm}^2$

Soit 4HA12 = 4.52 cm²

➤ **Armature transversales** : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.52 + 0.505 = 1.025 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

III.4.7. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

$$b=35, h=40 \text{ cm} \Rightarrow \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{Bs} = 22.51 \text{ KN/m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 30.63 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0.75 M_0 = 23 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5 M_0 = -15.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	23	11.15	74567.007	3.44	15	Vérifiée
En appui	-15.31	10.35	64769.67	2.45	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 24.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 5.4 \text{ cm}^2 < 13.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, donc nous n'avons **pas besoin de vérifier la flèche**.

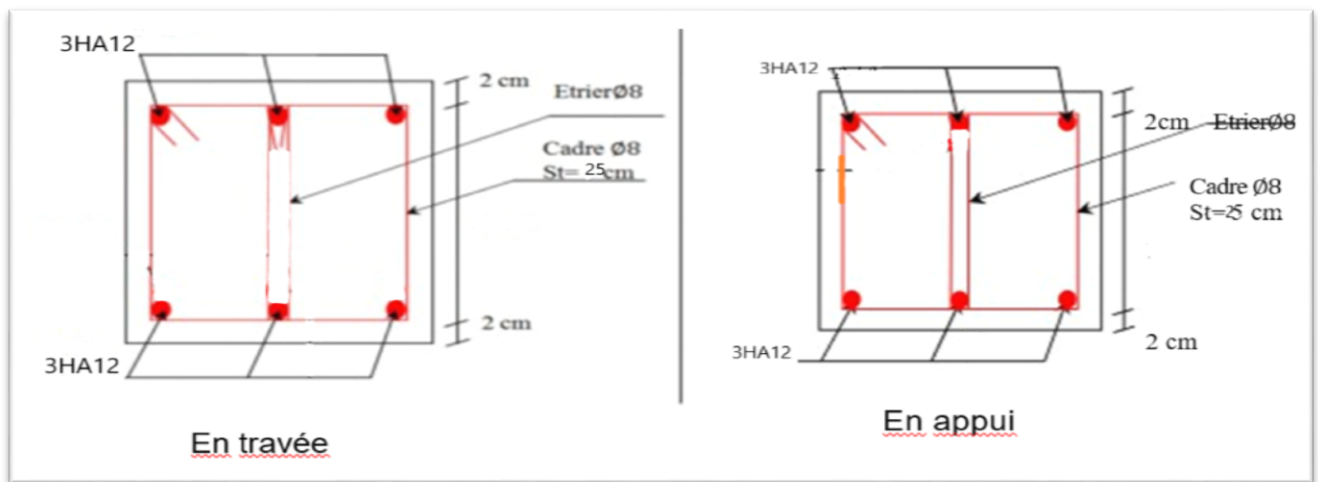


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de la poutre chaînage :

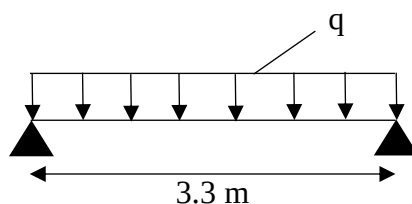


Figure III.15. Schéma statique de la poutre de chaînage.

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

III.5.1. Dimensionnement

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20\text{cm} ; 15\text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 25.33\text{ cm} \leq h \leq 38\text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA 99/2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc on prend : } \begin{cases} b = 30\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \end{cases}$$

III.5.2. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25\text{ KN/ml}$
- Poids du plancher à corps creux :

$$\text{Avec : } G_{mur} = 7.87\text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{ KN/m}^2$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q) = 13.66\text{KN/ml.} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) = 10.12\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 19.16\text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 14.2\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée } \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.75 M_{0u} = 16.3\text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.75 M_{0s} = 12.07\text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appui : $M_a = -0.5 \times M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -7.66 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -5.68 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.5.3. Ferrailage à l'ELU

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple : $d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$

Tableau III.19. Moments et ferrailages correspondant.

	M (KN/m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s^{\text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	16.3	0.05	0.06	0.272	1.71	1.01	3HA12=3.39
En appui	-7.66	0.023	0.03	0.28	0.79	1.01	3HA10=2.36

III.5.4. Vérification à l'ELU

➤ Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 22.88 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.27 \text{ MPA.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.86 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}$

III.5.5. Versification à l'ELS

➤ Versification de la contrainte dans le béton :

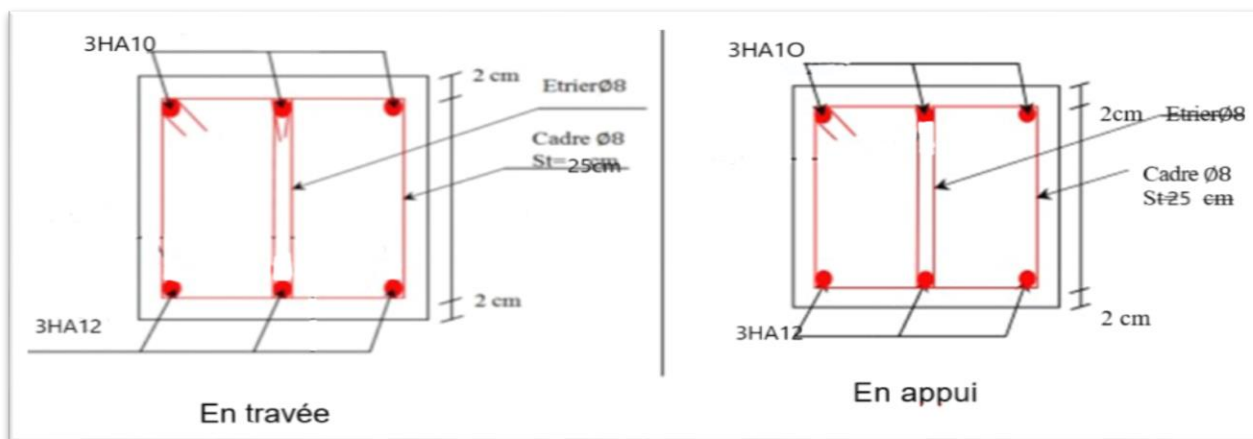
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Tableau III.20. Vérification des contraintes.

Position	M_{ser} (KN/m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
En travée	12.07	8.19	25448.91	$3.88 \leq 15$
En appui	5.68	8.34	19483.6	$2.43 \leq 15$

➤ Evaluation de la flèche

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 14.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ A \leq \frac{4.2 bd}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ L = 3.35 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$



III.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure.....

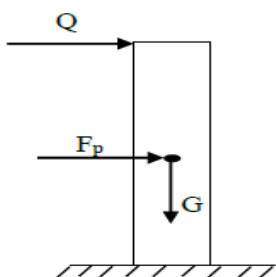


Figure III.18. Modèle de calcul de l'acrotère

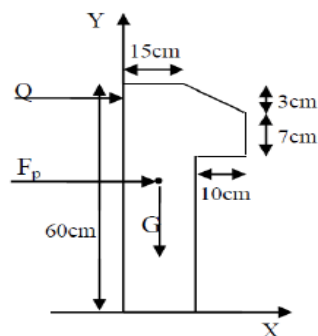


Figure III.17. Coupe transversale de l'acrotère.

III.6.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Enduit ciment KN/ml	Poids propre (KN/ml)	W _p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.60	0.15	0.0685	0.16	1.7125	2.25	1

Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale} \\ W_p : \text{poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 1.08 \text{ KN}$$

III.6.3. Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 8.5 \text{ cm} \\ Y_G = 32.1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{L'acrotère est soumise à : } \begin{cases} N_G = 2.25 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{Fp} = 1 \times 1.08 \times 0.321 \Rightarrow M_{Fp} = 0.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.22. Les combinaisons d'action à utiliser.

Sollicitations	ELU Accidentelle	E L U	E L S
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.25	3.54	2.25
M (KN.m)	1	0.90	0.6

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS. La section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h = 100 \times 10$) cm² sollicitée en flexion composée.

➤ Calcul de l'excentricité

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 15 \text{ cm}$: hauteur de la section).

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.38 + 0.02 + 0.00576 = 0.40 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.40 = 1.21 \text{ KN.m}$$

III.6.4. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$h/6 < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u(d - h/2) = 1.56 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.00762 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,0095 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,119 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.38 \text{ m}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA8 = 2.01 cm²/ml

Sens secondaire : $A_r = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend 4HA6 = 1.13 cm²/ml

✓ **Calcul des espacements**

Sens principal : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

II.5.6.6. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adpote : } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

Situation accidentelle :

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1.08 = 2.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.03 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérifications à l'ELS**❖ Vérification des contraintes**

$$F, N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec } \eta = 1.6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0.229 - 0.075 = 0.154 \text{ m} \quad (\text{avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - (90 A')/b(c - d') + (90 A)/b(d - c) = -0.0085 \text{ m}^2 \\ q = -2 C^3 - (90 A')/b(c - d')^2 - 90 A/b(d - c)^2 = 0.065 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\text{En remplaçant « p » et « q » dans (1) on aura : } y_c = 0.314 \Rightarrow y = 0.1614 \text{ m}$$

$$\mu_t = (b y^2 / 2) - 15 (d - y) = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = (N_{ser} / \mu_t) \times y = 0.0313 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

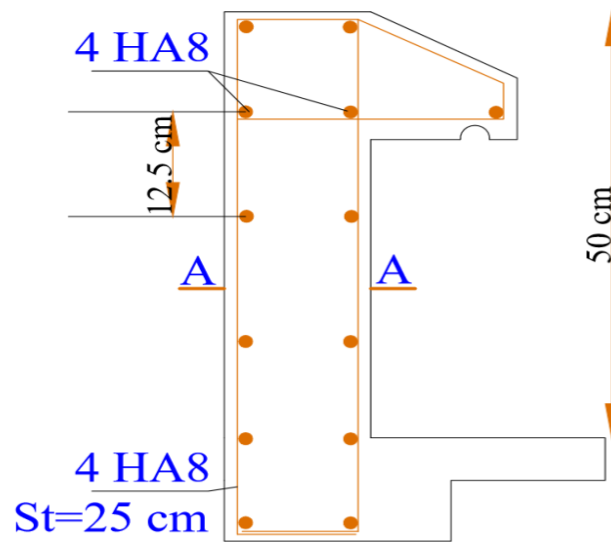


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

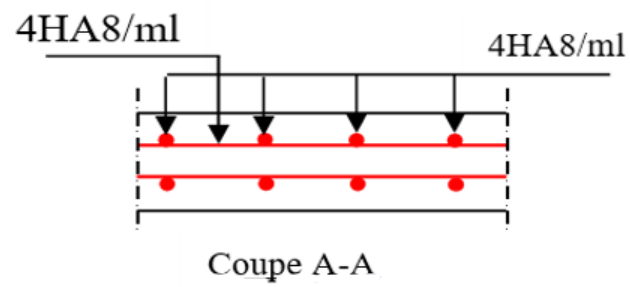


Figure III.20. La coupe A-A.

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'un des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique de constructions agitées.

IV.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement est les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement ...etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure, mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS 2016 afin de simplifier les calculs.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire de deux méthodes principales :

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2. Méthode dynamique :

Qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure est supérieure à 23 mètres (zone II_a, groupe d'usage 2), donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérographes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effet dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modale spectrale)

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

{Groupe d'usage (2)
 {Zone sismique (IIa)

$\Rightarrow A = 0.15$

Dans le cas de notre projet, on suppose que le système de contreventement à étudier est un système mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction, donc : **R=5**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	Critère q	Pénalités X-X	Obs.	Pénalités Y-Y	Obs.
01	Conditions minimales sur les	0	Vérifiée	0.05	Vérifiée
02	Redondance en plan	0	N. Vérifiée	0	Vérifiée
03	Régularité en plan	0	N. Vérifiée	0	N. Vérifiée
04	Régularité en élévation	0	Vérifiée	0	Vérifiée
05	Contrôle de qualité des	0	Vérifiée	0	Vérifiée
06	Contrôles de qualité d'exécution	0	Vérifiée	0	Vérifiée

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n w_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4-5)**

✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

✓ β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : **W = 22550,0077KN.**

✓ $D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 10 \%$ D'où : $\eta = 0.76$

On a un site meuble S3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

$H = 34.62 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$\begin{cases} L_x = 22.1 \text{ m} \\ L_y = 13 \text{ m} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} T_x = \min(0.66, 0.71) s = 0.66 s \\ T_y = \min(0.86, 0.71) s = 0.71 s \end{cases}$

Ce qui donne : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.582 \\ D_y = 1.506 \end{cases}$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1070.44 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1069.94 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

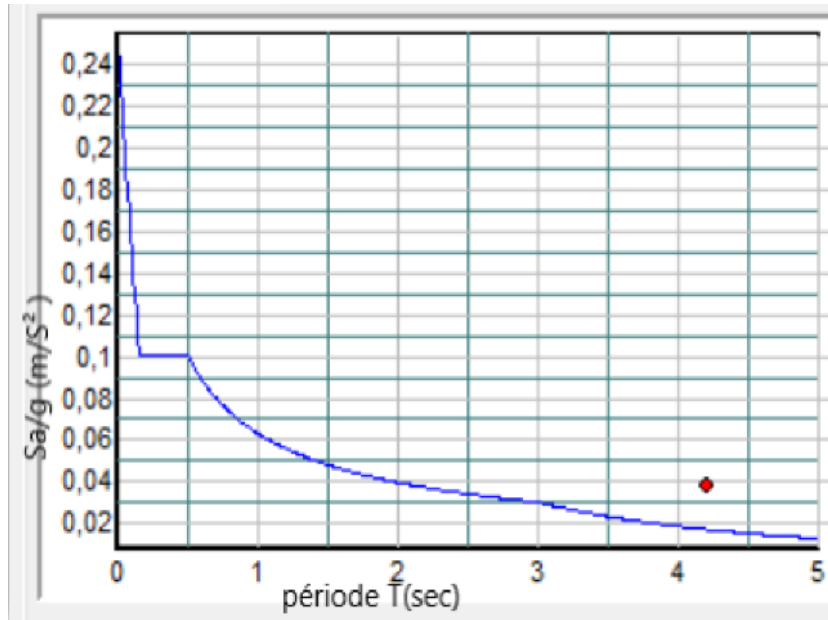


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les résultats suivant :

Pour satisfaire les exigences de la vérification de l'interaction voiles-portique il a fallu augmenter les dimensions des poteaux comme suit :

Tableau IV.2. Redimensionnement des poteaux.

NIV	E-S	RDC	1 ^{ER}	2 ^{EME}	3 ^{EME}	4 ^{EME}	5 ^{EME}	6 ^{EME}	7 ^{EME}	8 ^{EME}
La section	60x55	60x50	55x50	55x45	50x45	50x40	45x40	45x35	40x35	40x30

IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement :

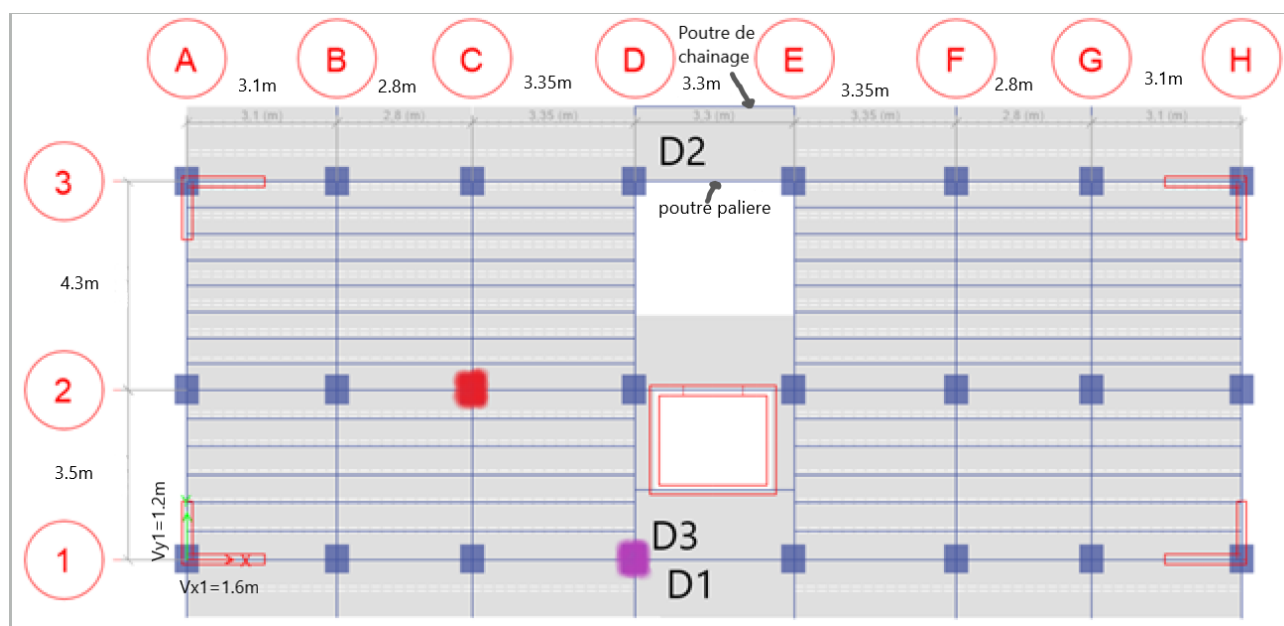


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

IV.4.4. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la masse modale		(%) Cumulé de la masse	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,829	0,0001	0,7738	0,0001	0,7738
2	0,747	0,7372	0,0002	0,7373	0,774
3	0,655	0,0093	0,00001123	0,7467	0,774
4	0,249	0,0001	0,1354	0,7468	0,9094
5	0,222	0,1222	0,0001	0,8689	0,9094
6	0,203	0,0292	0	0,8981	0,9094
7	0,121	0,00002631	0,0462	0,8981	0,9556
8	0,109	0,0225	0,00002716	0,9206	0,9557
9	0,1	0,0299	0	0,9505	0,9557
10	0,075	0	0,0213	0,9505	0,9769
11	0,067	0,0093	0,000005976	0,9598	0,9769

Interprétation des résultats obtenus :

- Le premier mode est un mode translation selon l'axe Y avec un taux de participation massique de 77.38 %.
- Le deuxième mode est un mode translation selon l'axe X avec un taux de participation massique de 73.73 %.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe vertical Z. La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 4^{ème} mode pour le sens Y-Y et à partir du 8^{ème} mode pour le sens X-X.

Tableau IV.3. Vérification de la période.

SENS	1,3T _{st}	T _{dym}	1,3T _{st} ≥ T _{dym}
X-X	0,86	0,747	Vérifiée
Y-Y	0,923	0,829	Vérifiée

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l'interaction ce qui suit :

➤ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales		Obs.
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
La base N1	-15130,4265	-3659,3583	80,52474608	19,47525392	Vérifiée

➤ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Tableau IV.6. Vérification de l'interaction voiles-portique sous charges horizontales.

N	Sens X-X				Sens Y-Y				Obs
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	
N10	177.08	33.17	84.22	15.78	154.52	50.17	75.50	24.51	Vérifiée
N9	235.91	80.95	74.45	25.55	172.30	111.99	60.61	39.39	Vérifiée
N8	259.12	135.51	65.66	34.34	243.35	125.42	65.99	34.01	Vérifiée
N7	345.36	146.87	70.16	29.84	280.77	154.50	64.51	35.50	Vérifiée
N6	357.90	197.90	64.40	35.61	354.63	156.95	69.32	30.68	Vérifiée
N5	432.57	199.89	68.40	31.60	384.22	177.96	68.34	31.66	Vérifiée
N4	428.24	247.68	63.35	36.64	450.95	182.05	71.24	28.76	Vérifiée
N3	479.39	277.94	63.30	36.70	481.01	230.48	67.61	32.40	Vérifiée
N2	430.35	460.45	48.31	51.69	529.87	364.56	59.24	40.75	Vérifiée
N1	306.78	649.94	32.05	67.95	414.65	537.49	43.55	56.46	Vérifiée

- L'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée à la base.
 - L'interaction voiles-portiques sous charges horizontales dans les deux sens est vérifiée pour tous les niveaux.
- D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec justification de l'interaction **est justifié**.

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \leq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1065,70	856,3554264	Vérifiée
Suivant Y-Y	1104,27	855,9507481	Vérifiée

D'après le tableau, $V_{dyn} < 0,8V_{st}$ est vérifiée dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

IV.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le **RPA99/2003(Article 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$$\Delta_k < 1\% * \text{hauteur étage}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure donnée par le RPA99/2003 (**Art 4.43**).

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements de niveaux

Niveaux	h_k (cm)	Sens X-X					obs.	Sens Y-Y					obs.
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)	
N1	306	0,064	0,321	0	0,32	0,105	Vérifiée	0,119	0,596	0	0,60	0,195	Vérifiée
N2	306	0,232	1,162	0,321	0,84	0,275	Vérifiée	0,319	1,596	0,596	1,00	0,327	Vérifiée
N3	306	0,378	1,891	1,162	0,73	0,238	Vérifiée	0,481	2,407	1,596	0,81	0,265	Vérifiée
N4	306	0,530	2,653	1,891	0,76	0,249	Vérifiée	0,646	3,234	2,407	0,83	0,270	Vérifiée
N5	306	0,680	3,4045	2,653	0,75	0,246	Vérifiée	0,811	4,055	3,234	0,82	0,268	Vérifiée
N6	306	0,829	4,1455	3,404	0,74	0,242	Vérifiée	0,97	4,850	4,055	0,79	0,260	Vérifiée
N7	306	0,968	4,8435	4,145	0,70	0,228	Vérifiée	1,119	5,597	4,850	0,75	0,244	Vérifiée
N8	306	1,100	5,5045	4,843	0,66	0,216	Vérifiée	1,260	6,301	5,597	0,70	0,230	Vérifiée
N9	306	1,221	6,107	5,504	0,60	0,197	Vérifiée	1,390	6,952	6,301	0,65	0,213	Vérifiée
N10	306	1,333	6,665	6,107	0,56	0,183	Vérifiée	1,495	7,476	6,952	0,52	0,171	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$)

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet $P - \Delta$**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA 99/2003 (Art 5.9)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}).$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

N	h_k (m)	P_k (KN)	Sens X-X			obs.	Sens Y-Y			obs.
			Δ_K (m)	V_k (KN)	θ_k		Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	
N1	306	22550.00	0,32	956,157	0,018	vérifiée	0,60	952,082	0,034	vérifiée
N2	306	20064,28	0,84	1042,16	0,053	vérifiée	1,00	1073,197	0,061	vérifiée
N3	306	17700,87	0,73	997,420	0,042	vérifiée	0,81	1020,369	0,046	vérifiée
N4	306	15377,48	0,76	935,642	0,041	vérifiée	0,83	951,5242	0,044	vérifiée
N5	306	13103,68	0,75	856,422	0,038	vérifiée	0,82	867,1774	0,041	vérifiée
N6	306	10867,17	0,74	762,473	0,035	vérifiée	0,79	770,8965	0,037	vérifiée
N7	306	8672,113	0,70	652,277	0,030	vérifiée	0,75	660,1619	0,032	vérifiée
N8	306	6511,439	2,10	524,499	0,085	vérifiée	0,70	532,4856	0,028	vérifiée
N9	306	4389,319	0,60	380,343	0,023	vérifiée	0,65	390,234	0,024	vérifiée
N10	306	2293,965	1,16	210,232	0,041	vérifiée	0,52	219,3013	0,018	vérifiée

Remarque :

On voit bien que la condition citée au-dessus est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues à séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante : $\gamma = \frac{N}{f_{c28} \times B} \leq 0.3$

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	H (cm)	B (cm)	B (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
N1	60	55	3300	2169,8091	G+Q+EY Min	-0,2297341	vérifiée
N2	60	50	3000	1756,6395	G+Q+EX Min	-0,2166428	vérifiée
N3	55	50	2750	1530,8463	G+Q+EX Min	-0,2054815	vérifiée
N4	55	45	2475	1292,0246	G+Q+EX Min	-0,1923163	vérifiée
N5	50	45	2250	1069,8557	G+Q+EX Min	-0,1741950	vérifiée
N6	50	40	2000	863,0115	G+Q+EX Min	-0,1573462	vérifiée
N7	45	40	1800	666,4743	G+Q+EX Min	-0,1347080	vérifiée
N8	45	35	1575	481,8656	G+Q+EX Min	-0,1109436	vérifiée
N9	40	35	1400	308,5211	G+Q+EX Min	-0,0798050	vérifiée
N10	40	30	1200	151,6566	G+Q+EX Min	-0,0454219	vérifiée

IV.6. CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm²)	Voiles (cm)	Poutre Principale	Poutre Secondaire
N1	60*55	20	40 × 30	35 × 30
N2	60*50	20		
N3	55*50			
N4	55*45			
N5	50*45			
N6	50*40			
N7	45*40			
N8	45*35			
N9	40*35			
N10	40*30			

1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ \left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Accidentelles} \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Recommandations

✓ Armatures longitudinales

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 :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ($L_{\min}$) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

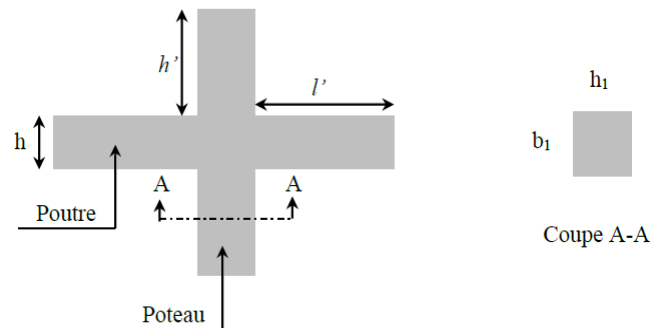


Figure V.1. Zone nodale

✓ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{\max}}{h_1 \times f_e}$$

- $V^{\max}$: Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm})$ zone IIa

En zone courante : $t' \leq 15 \Phi_l^{\min}$ zone IIa

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimums.

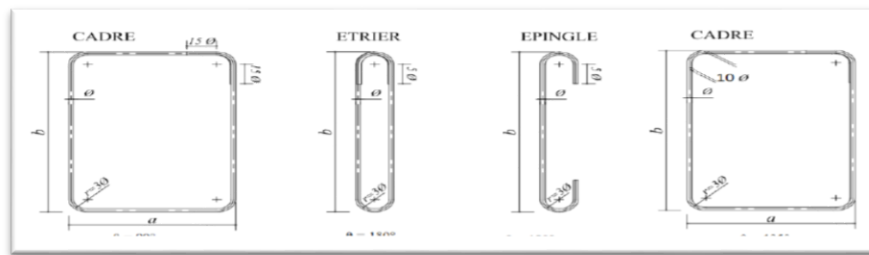


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cort}}$			$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cort}}$			$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cort}}$		
	N (KN)	M (KN.m)	La nature	N (KN)	M (KN.m)	La nature	N (KN)	M (KN.m)	La nature
N1	-2011,309	14,1893	ELU	112,3284	12,5071	Sismique	-493,7174	75,9036	Sismique
N2	-1624,822	-6,3807	ELU	-67,7549	3,1542	Sismique	-1076,686	91,863	Sismique
N3	-1412,686	-43,3563	ELU	-89,1151	47,676	Sismique	-624,4185	106,0579	Sismique
N4	-1203,531	35,0926	ELU	-86,7939	41,1847	Sismique	-560,7104	83,7709	Sismique
N5	-1013,021	31,7913	ELU	-86,7961	30,8014	Sismique	-493,7174	75,9036	Sismique
N6	-829,2988	5,9728	ELU	-78,4903	1,6027	Sismique	-422,9557	65,8873	Sismique
N7	-652,5839	23,0457	ELU	-63,5871	1,3319	Sismique	-348,182	54,3761	Sismique
N8	-482,4575	19,8652	ELU	-44,0603	0,9582	Sismique	-268,3218	44,9696	Sismique
N9	-318,0501	16,003	ELU	-21,0456	0,7908	Sismique	-112,9173	40,9566	Sismique
N10	-170,7797	-8,4197	ELU	46,4311	10,0633	Sismique	-93,9669	30,9905	Sismique

2.3. Calcul du ferrailage

✓ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration préjudiciable ($e = 2 \text{ cm}$).
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

✓ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du premier niveau, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit : $N_{\max} = 112,32 \text{ kN}$; $M_{\text{corr}} = 12,5 \text{ kN.m}$ (ELU)

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 58 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1.1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.11 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d) b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u (d - \frac{h}{2}) = 14.1893 \times 10^{-3} + 2011.309 \times 10^{-3} (0.58 - \frac{0.6}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 0.58 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 2011.309 \times 10^{-3} (0.58 - 0.02) - 0.58 = 0.546 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d) b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.02) \times 0.55 \times 0.6 \times 14.02 = 0.87 \text{ MN.m}$$

Donc : $0.546 \leq 0.87$

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.58}{14.2 \times 0.55 \times 0.58^2} = 0.22 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ;}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \text{ avec : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \Rightarrow \mu_l = 0.392 > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.314 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.51 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 28.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.82 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.2. Ferrailage longitudinal des poteaux. RPA

N	S _{pot} (cm ²)	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Z _{couran}	A _{ma} (cm ²) Z _{recou}	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
N1	60*55	SPC	3.82	26.4	132	198	31.04	12HA14+4HA20
N2	60*50	SPC	0	24	120	180	24.2	8HA14+4HA20
N3	55*50	SPC	1.31	22	110	165	24.13	12HA16
N4	55*45	SPC	0.89	19.8	99	148.5	20,33	4HA16+8HA14
N5	50*45	SPC	0.6	18	90	135	18.47	12HA14
N6	50*40	SPC	0	16	80	120	18.47	12HA14
N7	45*40	SPC	0	14.4	72	108	15.21	8HA12+4HA14
N8	45*35	SPC	0	12.6	63	94.5	15.21	8HA12+4HA14
N9	40*35	SPC	0	11.2	56	84	13.57	12HA12
N10	40*30	SPC	1.3	9	48	72	13.57	12HA12

Tableaux V.3. Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
Sections (cm ²)	60×55	60×50	55×50	55×45	50×45	50×40	45×40	45×35	40×35	40×30
$\phi_{\min}^I$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1
l_f (cm)	185	185	185	185	185	185	185	185	185	185
λ_g	3.08	3.08	3.36	3.36	3.7	3.7	4.11	4.11	4.62	4.62
V (KN)	46.4	129.21	119.41	104.01	92.15	80.18	65.07	53.37	40.24	34.86
t_{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{zone courante} (cm)	12	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	1.08	3.02	3.05	2.65	2.37	2.25	2.03	1.66	1.41	1.22
A_t^{min} (cm ²)	5.15	4.68	4.68	4.21	4.21	3.74	3.74	3.27	3.27	2.81
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

2.4. Vérifications nécessaires

✓ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.4.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

On doit vérifier que :

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

N_u : Effort normal ultime.

On prendra comme exemple de calcul les poteaux des entresols.

$$N_d = 2011.309 \text{ KN}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 185 \text{ cm}; \lambda = 11.64 < 50 ; \alpha = 0.848$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.307 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.849 \times \left(\frac{0.307 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5.08526 \text{ MN}$$

$$N_d = 2011.309 \text{ KN} < 5085.26 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau V.5 résume les résultats la vérification au flambement des poteaux.

Tableau V.4. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	Λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Obs
N1	60×55	266	185	11.64	0.849	30.29	0.307	5085.26	2011.309	Vérifiée
N2	60×50	266	185	12.80	0.849	24.63	0.278	3744.42	1624.822	Vérifiée
N3	55×50	266	185	12.80	0.849	24.63	0.254	3421.16	1412.686	Vérifiée
N4	55×45	266	185	14.22	0.849	20,36	0.228	2538.56	1203.531	Vérifiée
N5	50×45	266	185	14.22	0.849	18.47	0.206	2080.70	1013.021	Vérifiée
N6	50×40	266	185	16	0.849	16.84	0.182	1676.05	829.2988	Vérifiée
N7	45×40	266	185	16	0.849	15.21	0.163	1355.78	652.5839	Vérifiée
N8	45*35	266	185	18.29	0.849	13.57	0.142	1053.76	482.4575	Vérifiée
N9	40*35	266	185	18.29	0.849	12.19	0.125	833.27	318.0501	Vérifiée
N10	40*30	266	185	21.34	0.848	9.42	0.106	545.40	170.7797	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc **Il n'y a pas de risque de flambement.**

✓ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = b/3 (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.5. Vérification des contraintes dans le béton

N	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
S	60×55	60×50	55×50	55×45	50×45	50×40	45×40	45×35	40×35	40×30
d(cm)	57	57	52	52	47	47	42	42	37	37
A(cm ²)	30.29	24.63	24.63	20.36	18.47	16.8	15.21	13.57	12.19	9.42
V(cm)	33.26	32.96	30.40	30.19	27.41	27.4	24.69	24.73	21.96	21.79
V' (cm)	26.74	27.04	24.6	24.81	22.59	22.5	20.31	20.27	18.04	18.21
I _{yy} (m ⁴)	0.012	0.011	0.008	0.007	0.005	0.005	0.003	0.003	0.002	0.001
N _{ser} (MN)	3659.4	3388.5	3120.4	2846.6	2531.6	2190.5	1808.3	1398.4	955.5	533.1
M _{ser} (MN)	619.33	698.95	633.22	519.99	427.35	344.8	265.68	192.53	121.4	20.15
σ _{bc1} (MPa)	7.2	6.83	6.40	6.15	6.08	5.12	6.80	6.1	5.73	4.89
σ _{bc2} (MPa)	6.3	5.72	5.08	5.05	5.01	4.4	7.72	7.17	6.8	3.9
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

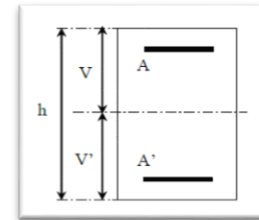


Figure IV.3 Section d'un poteau

• **Tableau V.6.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	L _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Obs
N1	60*55	185	3.08	0.04	58	46.4	0.148	1	Vérifiée
N2	60*50	185	3.08	0.04	58	129.21	0.453	1	Vérifiée
N3	55*50	185	3.36	0.04	53	119.41	0.459	1	Vérifiée
N4	55*45	185	3.36	0.04	53	104.01	0.444	1	Vérifiée
N5	50*45	185	3.70	0.04	48	92.15	0.435	1	Vérifiée
N6	50*40	185	3.70	0.04	48	80.18	0.426	1	Vérifiée
N7	45*40	185	4.11	0.04	43	65.07	0.387	1	Vérifiée
N8	45*35	185	4.11	0.04	43	53.37	0.363	1	Vérifiée
N9	40*35	185	4.62	0.04	38	40.24	0.310	1	Vérifiée
N10	40*30	185	4.62	0.04	38	34.86	0.314	1	Vérifiée

✓ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.7. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
Sections	60×55	60×50	55×50	55×45	50×45	50×40	45×40	45x35	40x35	40x30
P.S	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
P.P	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	71.67	65	68	60	60	60	60	60	60	60

✓ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

Schéma de ferrailage :

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Poteau entre-sol

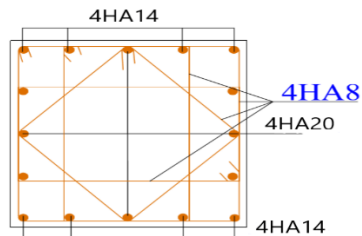
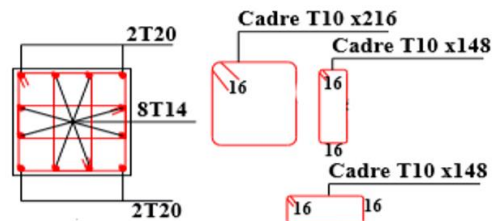
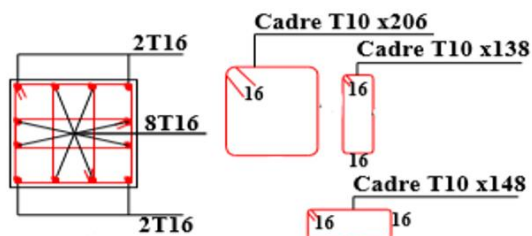
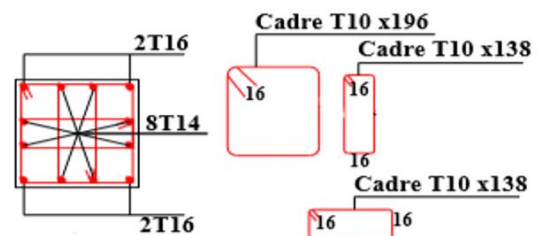
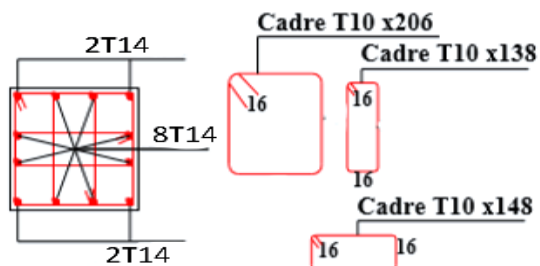
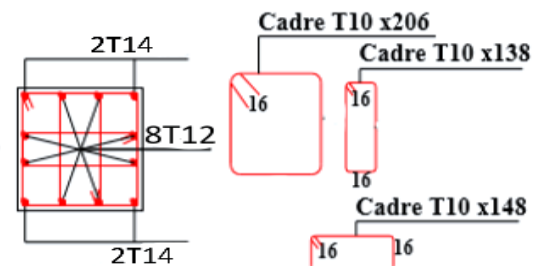
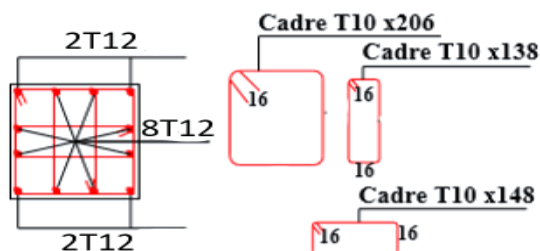
**POTEAUX RDC****POTEAUX ETAGE 1****POTEAUX ETAGE 2****POTEAUX ETAGE 3 ET 4****POTEAUX ETAGE 5 ET 6****POTEAUX ETAGE 7 ET 8**

Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux.**3. Etude des poutres**

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ \left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Accidentelles} \end{array} \right.$$

3.1. Recommandations✓ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

✓ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right) \text{ en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS.

Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales 30x 40(cm²).

N	M _t (KN.M)	M _a (KN.M)	V(KN)	A _t (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{a.adop} (cm ²)	A _{t.adop} (cm ²)
N1	53.1	-66.12	61.17	4.16	5.25	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N2	104.46	-105.57	200.15	8.57	8.67	7	6HA14=9.24	6HA14=9.24
N3	82.51	-99.36	162.38	6.64	8.12	7	3HA12+3HA14=8.01	6HA14=9.24
N4	73.22	-91.05	94.93	5.85	7.39	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N5	66.1	-83.31	65.73	5.25	6.71	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N6	58.55	-81.3	63.84	4.62	6.54	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N7	50.12	-77.9	61.41	3.94	6.25	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N8	41	-73.7	61.47	3.19	5.89	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N9	43.34	-68.66	76.56	3.4	5.47	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57
N10	35.56	-59.8	69.16	2.8	4.33	7	3HA12+3HA14=8.01	3HA16+1HA14=7.57

Tableau V.9. Ferrailage des poutres secondaires 35x30(cm²).

N	M _t (KN.M)	M _a (KN.M)	V(KN)	A _t (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{a.adop} (cm ²)	A _{t.adop} (cm ²)
N1	49.41	-55.13	72.46	4.56	5.12	5.25	1HA14+2HA16=5.56	1HA14+2HA16=5.56
N2	70.93	-75.62	184.36	6.74	7.23	5.25	3HA12+3HA14=8.01	3HA12+3HA14=8.01
N3	62.4	-76.58	153.05	5.86	7.34	5.25	3HA12+3HA14=8.01	6HA12=6.79
N4	56.51	-74.09	112.89	5.27	7.08	5.25	3HA12+3HA14=8.01	6HA12=6.79
N5	50.15	-71.21	90.92	4.63	6.77	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79
N6	43.33	-67.91	-81.36	4	6.43	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79
N7	36.3	-63.96	74.57	3.3	6.02	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79
N8	29.02	-59.44	66.88	2.62	5.56	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79
N9	22.46	-54.81	59.61	2	5.1	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79
N10	16.3	-44.51	83.08	1.44	4.08	5.25	6HA12=6.79	6HA12=6.79

-Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \text{ (PP)}$$

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (PS)}$$

➤ Armatures transversales

▪ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} \frac{h}{35}; \frac{h}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 \times 30) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

▪ Calcul des espacements St

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{mi} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes : } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1.80 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **Vérifiée**

▪ Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Vérifications nécessaires

▪ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 56 \text{ cm}^2 > A^{cal}$ **Vérifiée.**

✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2 > A^{cal}$ **Vérifiée.**

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 84 \text{ cm}^2 > A^{cal}$ **Vérifiée.**

✓ Poutres principales : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2 > A^{cal}$ **Vérifiée.**

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

▪ Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = V_u / (b \cdot d) \leq \bar{\tau}_{bu} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) (F. N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	200.15	1.5	3.33	Vérifiée
Secondaires	184.36	1.86	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives : $Al \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $Al \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.24	200.15	-105.57	5.7	-3.12	Vérifiée
Secondaires	8.01	184.36	-75.62	5.3	-2.02	Vérifiée

■ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes (Mpa)		OBS
						σ	σ̄	
Principales	Appui	47.86	3.74	9.55	55568.96	8.22	15	Vérifiée
	Travée	52.68	4.14	9.98	60352.78	8.71	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	32.36	2.92	8.46	26625.8	10.28	15	Vérifiée
	Travée	32.16	2.9	8.45	26625.7	10.2	15	Vérifiée

▪ Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (Art B.6.5)}$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$1/16$	h_t/L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$4.2/f_e$	1 ^{ère} cond	2 ^{ème} cond	3 ^{ème} cond
PP	40	35	4.35	4.14	0.06	0.039	0.02	0.0031	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	3.35	2.9	0.06	0.029	0.018	0.0029	0.01	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

✓ Vérification de la zone nodale

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$

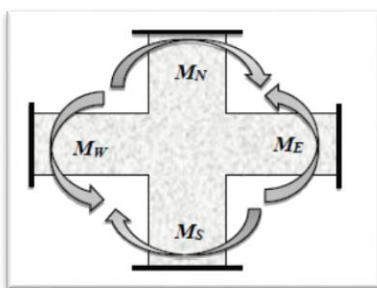


Figure V5. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec :} \quad z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
N1	0.6	0.54	31,04	348	583,3
N2	0.6	0.54	24,2	348	454,76
N3	0.55	0.495	24,13	348	415,48
N4	0.55	0.495	20,33	348	350,04
N5	0.5	0.45	18,47	348	289,08
N6	0.5	0.45	18,47	348	289,08
N7	0.45	0.405	15,21	348	214,22
N8	0.45	0.405	15,21	348	214,22
N9	0.4	0.36	13,57	348	170
N10	0.4	0.36	13,57	348	170

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
N1	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N2	0.4	0.36	18,48	348	231,5
N3	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N4	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N5	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N6	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N7	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N8	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N9	0.4	0.36	16,02	348	200,7
N10	0.4	0.36	16,02	348	200,7

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
N1	0.35	0.315	11,12	348	121,9
N2	0.35	0.315	16,02	348	175,62
N3	0.35	0.315	16,02	348	175,62
N4	0.35	0.315	16,02	348	175,62
N5	0.35	0.315	13,34	348	146,24
N6	0.35	0.315	13,34	348	146,24
N7	0.35	0.315	13,34	348	146,24
N8	0.35	0.315	13,34	348	146,24
N9	0.35	0.315	13,34	348	146,24
N10	0.35	0.315	13,34	348	146,24

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux
Suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveaux	MN	MS	MN+MS	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Observation
N1	583,3	583,3	1166,6	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N2	454,76	454,76	909,52	231,5	231,5	578,75	Vérifiée
N3	415,48	415,48	830,96	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N4	350,04	350,04	700,08	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N5	289,08	289,08	596,16	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N6	289,08	289,08	596,16	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N7	214,22	214,22	428,44	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N8	214,22	214,22	428,44	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N9	170	170	340	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée
N10	170	170	340	200,7	200,7	4515,75	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	MN	MS	MN+MS	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Observation
N1	583,3	583,3	1166,6	121,9	121,9	304,75	Vérifiée
N2	454,76	454,76	909,52	175,62	175,62	27125	Vérifiée
N3	415,48	415,48	830,96	175,62	175,62	27125	Vérifiée
N4	350,04	350,04	700,08	175,62	175,62	27125	Vérifiée
N5	289,08	289,08	596,16	146,24	146,24	365,6	Vérifiée
N6	289,08	289,08	596,16	146,24	146,24	365,6	Vérifiée
N7	214,22	214,22	428,44	146,24	146,24	365,6	Vérifiée
N8	214,22	214,22	428,44	146,24	146,24	365,6	Vérifiée
N9	170	170	340	146,24	146,24	365,6	Vérifiée
N10	170	170	340	146,24	146,24	365,6	Vérifiée

La vérification des **zones nodales est justifiée** ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Schéma de ferrailage des poutres principales :

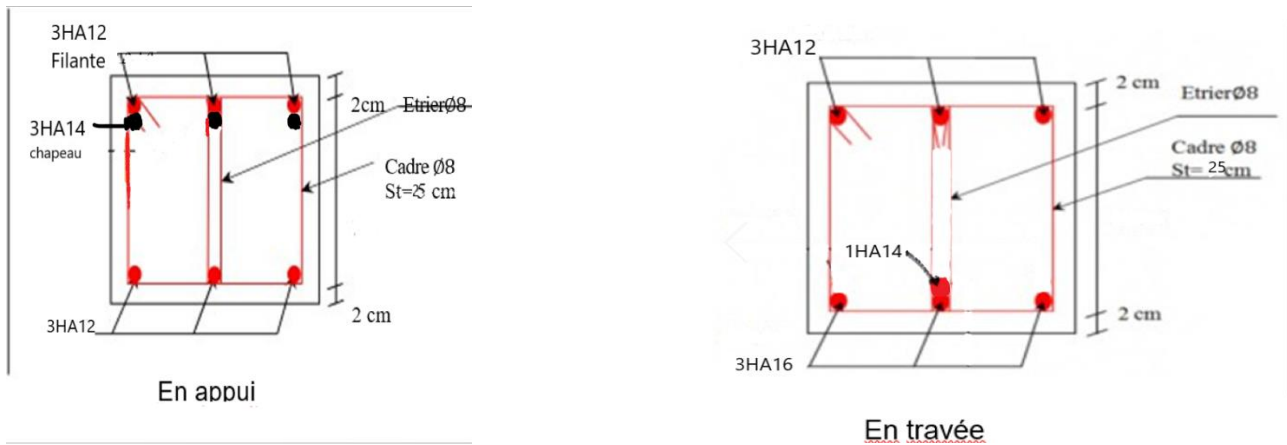


Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales du niveau 1.

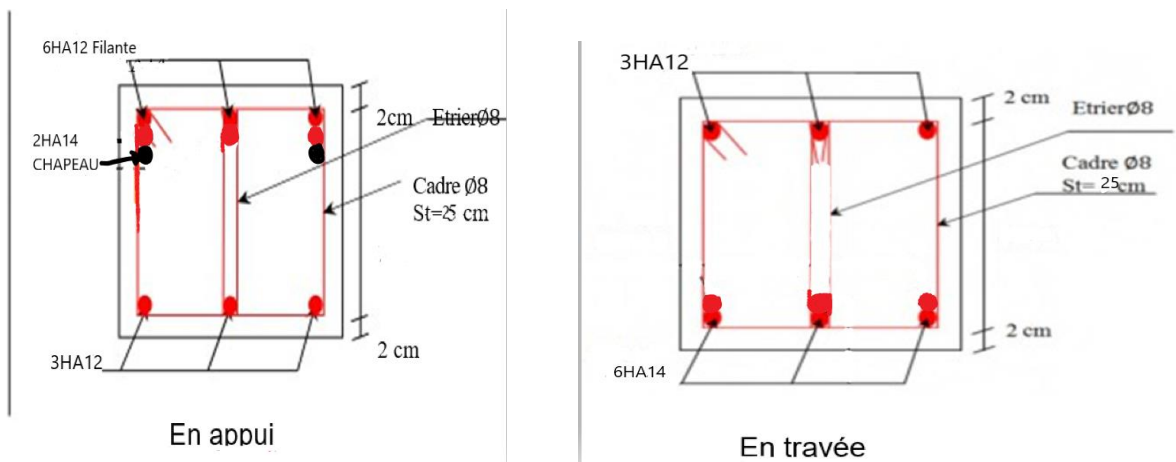


Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale du niveau 2 .

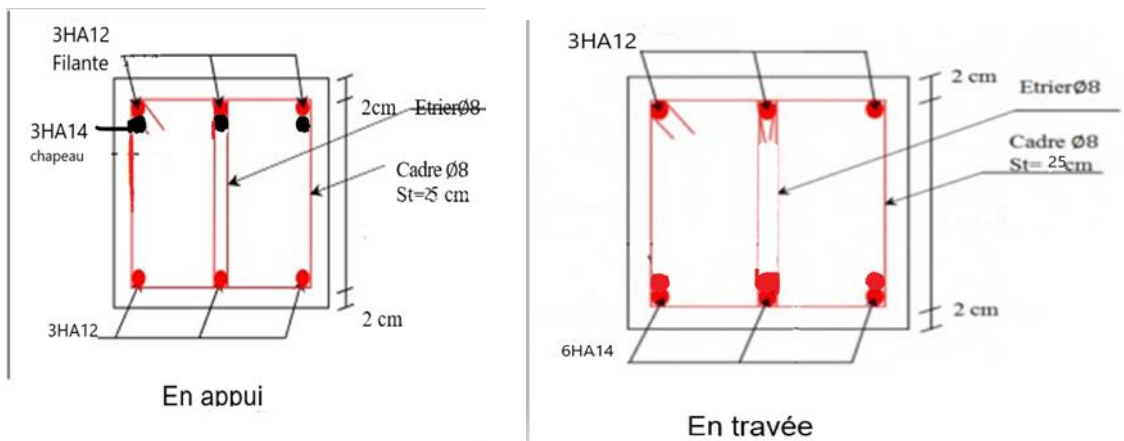


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale du niveau 3

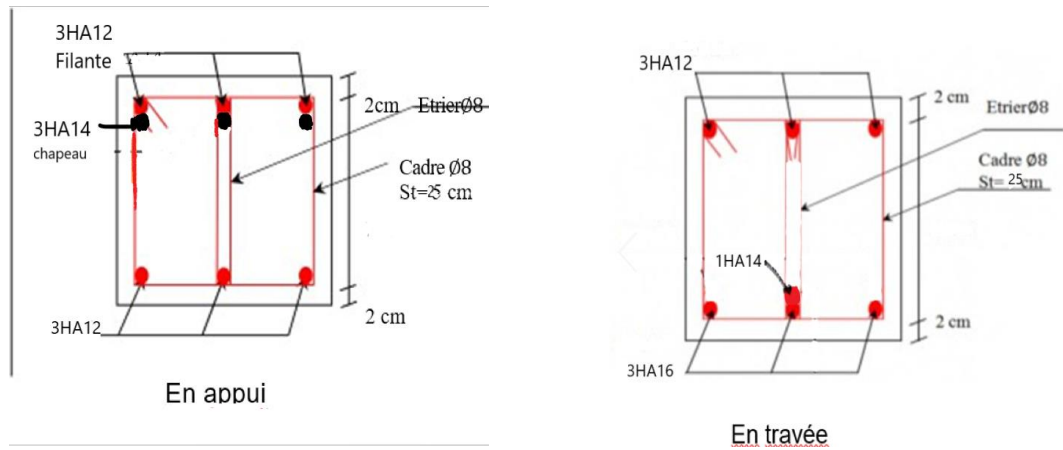


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre principal du reste des étages.

Schéma de ferrailage des poutres secondaires :

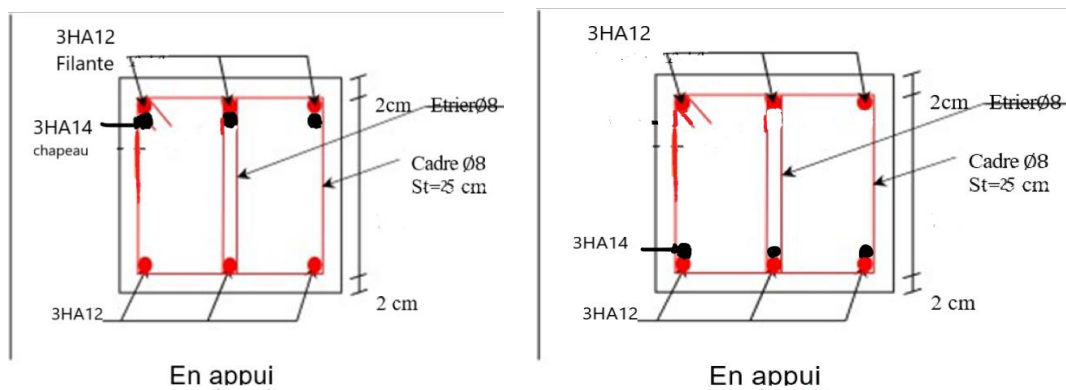


Figure V.11. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 2

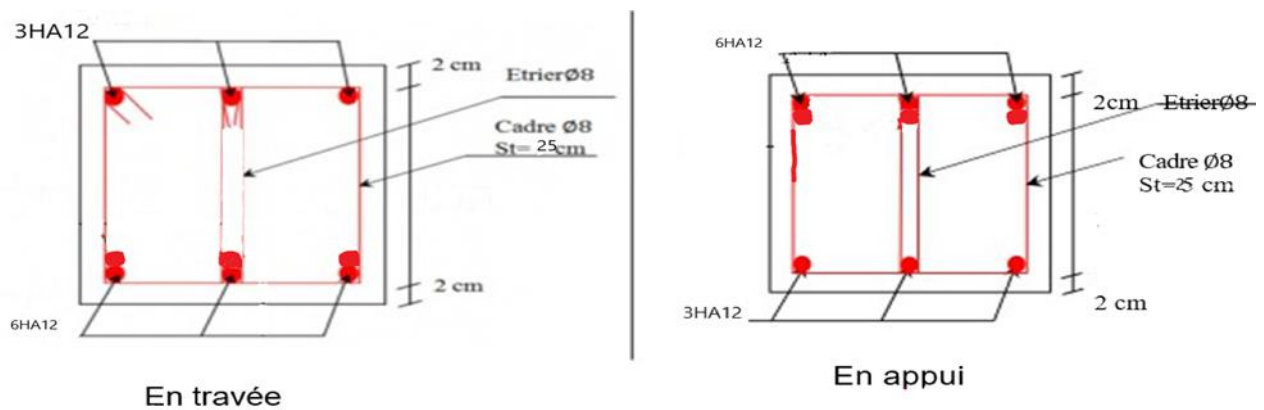
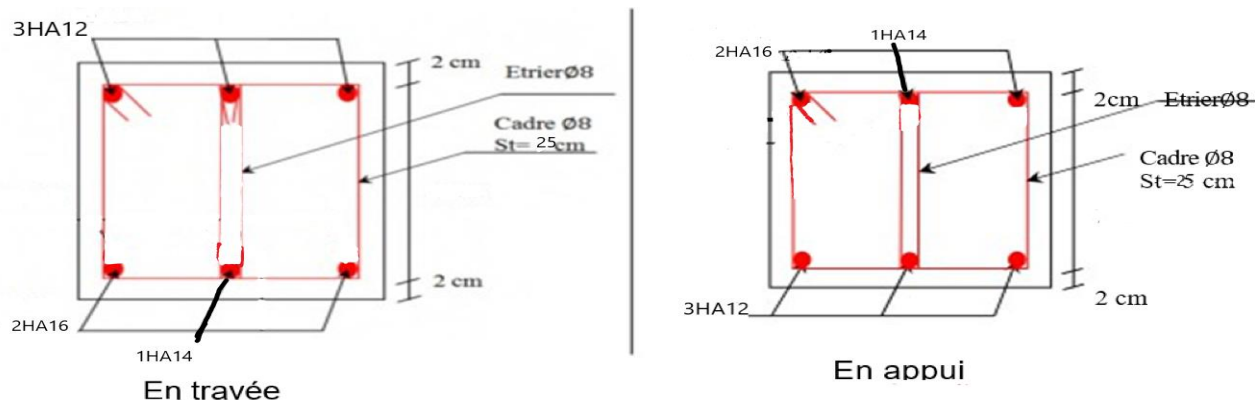
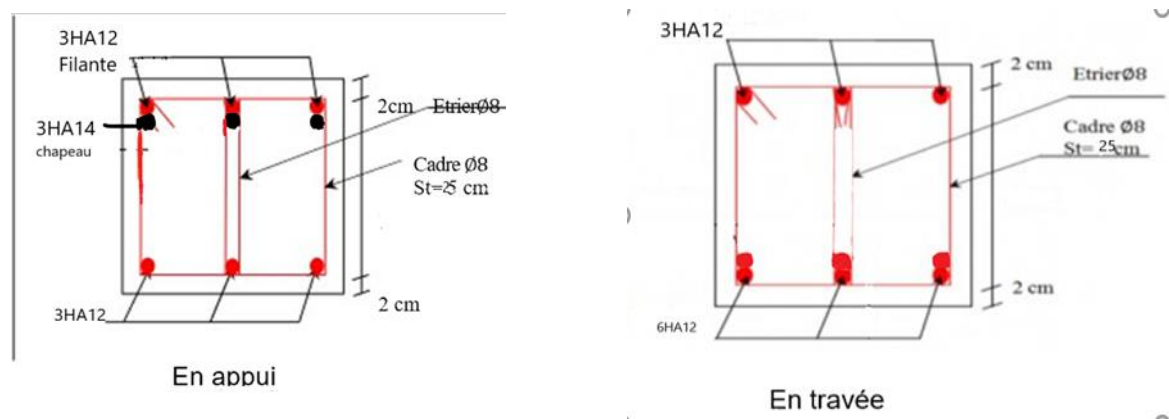


Figure V.12 Schéma de ferrailage des poutres secondaires du reste des niveaux.**Figure V.13.** Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 1.**Figure V.14.** Schéma de ferrailage des poutres secondaires du niveau 3 et 4

4. Étude des voiles

4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M_{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

✓ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles, ils reprennent les efforts de flexion et ils sont calculés en flexion composée.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$.

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

✓ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

✓ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Exemple de calcul

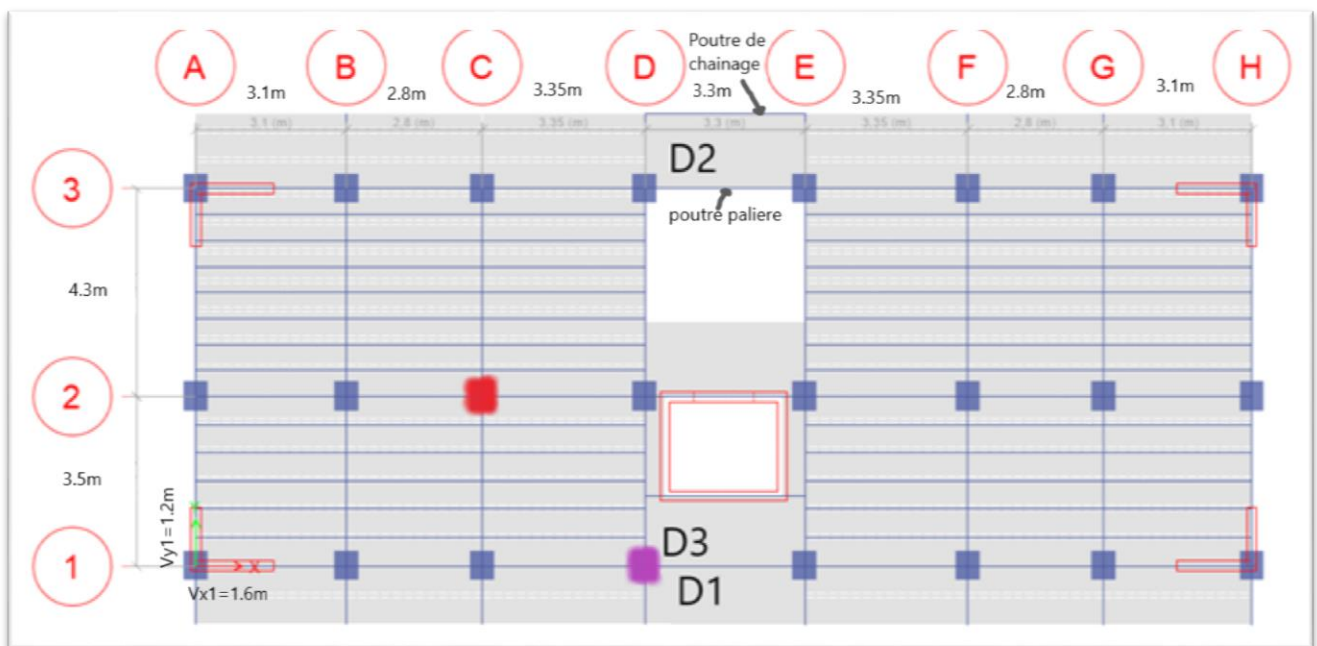


Figure V.15.voile Vx et Vy.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1} // à XX'

Etage	Nmax → Mcorr		Mmax → Ncorr		Nmin → Mcorr		V(KN)
	N(KN)	M(KN.M)	M(KN.M)	N(KN)	N(KN)	M(KN.M)	
Le max entre N1,N2 et N3	-945,859	-7,3433	427,7715	-344,3595	-31,5332	26,2963	154,2673
Max de N4,N5 et N6	-574,731	-42,3453	-121,2998	-522,5867	-179,2183	-2,0141	-73,2844
Max de N7,N8,N9, et N10	-359,7699	-56,1075	-84,062	-329,883	-112,3194	20,3913	-58,4899

4.4. Ferrailages

➤ Calcul du ferrailage sous M_{max} et N_{corr} , du max de N1, N2 et N3.

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$M_{max} = 427,7715$ KN, $N_{corr} = 344,3595$ KN.m (compression) ; $V = 142,376$ KN

$L = 1.6$ m ; $d = 1.55$ m ; $e = 0.20$ m ; $d' = 0.05$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1.24 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée.

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.69 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.078 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.101 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 1.49 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 11.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue (partie tendu du voile)} \\ l_c : \text{longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{N}{S} V$$

Dans notre cas : $\begin{cases} \sigma_1 = 5.96 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = -3.78 \text{ MPa} \end{cases}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour éviter tous risques de changement de signe et} \\ \text{contraintes sous les différentes combinaisons, la zone} \\ \text{tendue calculée sera prise de part et d'autre (les deux} \\ \text{extrémités de voiles), le voile donc sera ferrailé} \\ \text{symétriquement.} \end{array} \right\}$

Donc : $\begin{cases} l_t = 0.62 \text{ m} \\ l_c = 0.36 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)**

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 2.48 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.1\%(e \times l_c) = 0.72 \end{cases} \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voiles**

Selon le RPA99/V2003, On a $A_{\min} = 0.15\% (e \times l) = 4.8 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature horizontales**

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

avec : $\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{e \times d} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$

$$\Rightarrow A_h = 0.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

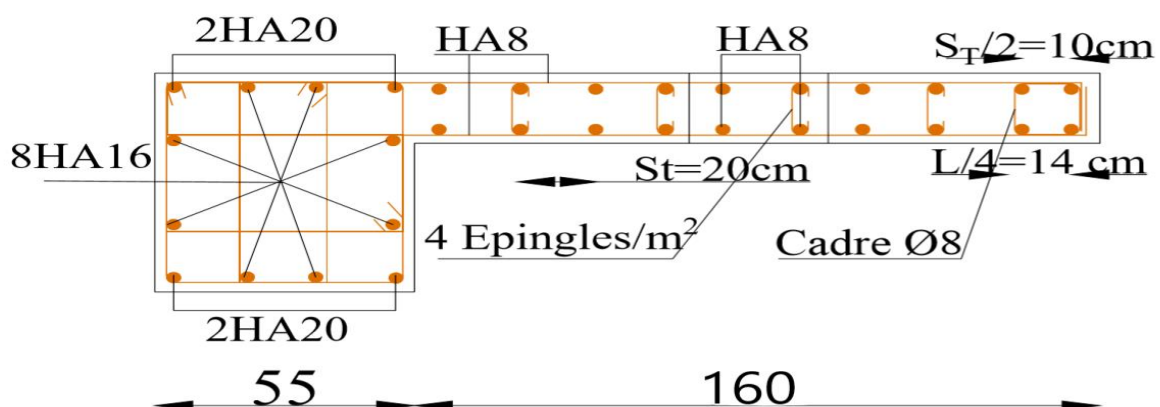
➤ **Armatures minimales horizontales**

$$A_{h \min} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Niveau 1.2 et 3	Niveau 4.6 ET 6	Niveau 7.8.9 et 10
N (KN)	344.36	522,5867	329,883
M(KN.m)	427.77	121,2998	84,062
Combinaison	G+Q+EX Max	G+Q+EX Min	G+Q+EX Min
V(KN)	154,2673	73,2844	58,4899
τ (MPa)	0.64	0.33	0.26
$\bar{\tau}$ (MPa)	3.33	3.33	3.33
A_{cal} (cm ²)	3	8.48	5.4
A_{min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8
L_t	0.62	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.48	/	/
S_t (cm)	20	/	/
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.72	/	/
N^{barre} / Face	8HA8	8HA8	8HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0.8	0.4	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6
N^{barre}	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	20	20	20

Schéma de ferrailage :

**Figure V.16.** Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Choix du type des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La profondeur d'ancrage.
- La dimension des trames.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.3. Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99** version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$
$$0,8G \pm E$$

VI.4 Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.8 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5 m.

VI.5. Etude des fondations :

Le radier général est le type de fondation choisi pour notre structure vu l'effort important développé à l'ELS. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : l'effort normal transmis à la base. $\Rightarrow N=28083.9\text{KN}$.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 1.8 bar

$$S_{rad} \geq \frac{28083.9}{180} \Rightarrow S_{rad} \geq 156.03\text{m}^2$$

$S_{rad} \leq S_{bat}$ avec $S_{bat} = 181.22\text{m}^2$ Donc on opte pour une surface de radier égale à la surface du bâtiment, donc la surface du bâtiment suffit pour la radier pour cela les débords sont inutiles.

❖ Dimensionnement du radier :

✓ Condition du coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max}=4.35\text{m}$).

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_r \geq \frac{435}{10} \Rightarrow h_t \geq 43.5 \text{ cm.}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq \frac{435}{20} \Rightarrow h_r \geq 21.75 \text{ cm.}$$

✓ Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi l_e}{2}$$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigidité ou flexible)

$$l_e = \frac{4\sqrt{4xExI}}{K \times b}$$

$$K = \begin{cases} 0.5\text{kg/cm}^3 & \text{Tres mauvais sol} \\ 4\text{kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12\text{kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

K: coefficient de raideur du sol .pour UN sol moyen $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

E : module de Young du béton. $E= 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

$$\text{On a : } I = (b \times h_t^3) / 12 \Rightarrow h_t \geq \Rightarrow h_t = \sqrt[4]{\frac{48 \times K \times L_{max}}{E \times \pi^4}} \geq 0.61 \text{ m.}$$

D'après les deux conditions, on opte pour : $\begin{cases} h_t = 80 \text{ cm.} \\ h_r = 40 \text{ cm.} \end{cases}$

❖ Vérification :

✓ Vérification au poinçonnement :

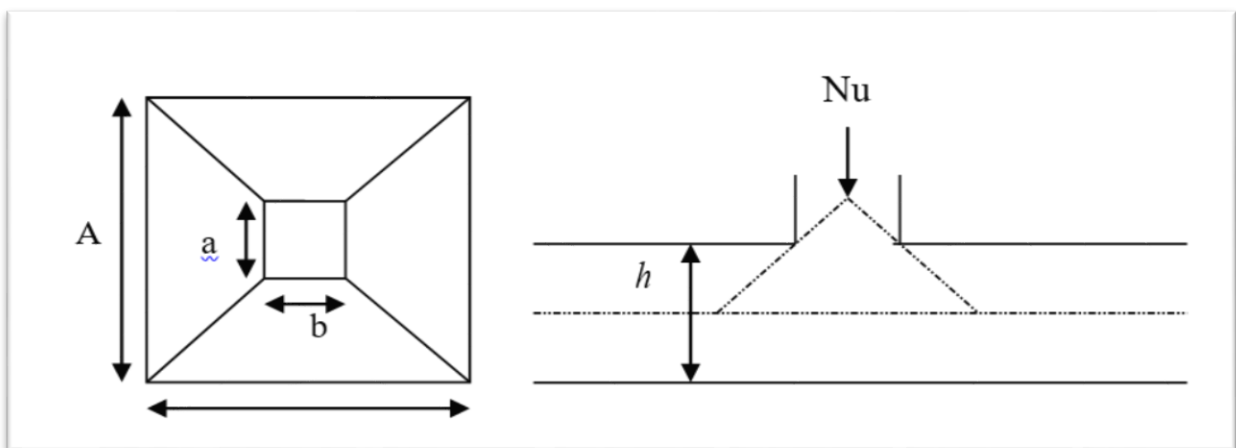


Figure.VI.1. Zone de contact poteau-radier.

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_d \leq 0.045 \times h_t \times U_c \times (f_{c28} / \gamma_\beta) \dots \dots \dots \text{BAEL99 (art A .5.2.41).}$$

N_d : Charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t = 0.6 + 0.8 \Rightarrow A = 1.4 \text{ m.}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0.8 \Rightarrow B = 1.35 \text{ m.}$$

$$U_c = 5.5 \text{ m.}$$

$$N_d = 2.011 \text{ MN} \leq 3.3 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Pas de rupture du radier par le poinçonnement.

✓ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_\beta)$$

$$V = \frac{N \times b \times L_{max}}{2 \times S} \Rightarrow V = \frac{28083.9 \times 4.35 \times 1}{2 \times 181.22} \Rightarrow V = 77.48 \text{ kN.} \Rightarrow \tau_u = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On vérifie que :

$$N \geq f_s \times H \times S_r \times \gamma_w$$

$$28083.9 \text{ kN} \geq 3126.045 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

✓ **Stabilité au renversement :**

$$\text{on doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots\dots\dots \text{RPA99 (art10.1.5)}$$

Sens X-X

$$e = \frac{1905.12}{28083.9} \Rightarrow e = 0.07 \text{ m} \leq 5.53 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$$e = \frac{23159.84}{28083.9} \Rightarrow e = 0.82 \text{ m} \leq 2.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le sol :**

$$\text{La formule suivante doit être vérifiée : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times O_1 + O_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base.

σ_{moy} : Contrainte moyenne du radier

σ_1, σ_2 : Contraintes maximales et minimales dans les deux extrémités du radier.

Les caractéristiques géométriques du radier :

Dans le sens x-x

$$I_{xx} = 1015.45 \text{ m}^4, X_g = 11.05 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 7375.81 \text{ m}^4, Y_g = 4.1 \text{ m}$$

$$N = 28083.9 \text{ KN et } M_y = 1905.12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} X_g = 167 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} X_g = 152 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 163.25 \text{ KPa.} \leq \sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

Dans le sens Y-Y

$$N = 28083.9 \text{ KN et } M_x = 23159.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} Y_g = 148.5 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} Y_g = 61.44 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 128.89 \text{ KPa.} \leq \sigma_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

❖ Ferrailage :

✓ La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 3 \text{ m. } L_y = 4.05 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{3}{4.05} = 0.74.$$

$$P_u = \frac{N_u \times Q_r}{S_{\text{total}}} = 203.28 \text{ KN}$$

$$p_s = \frac{N_u}{S_{\text{total}}} = 154.97 \text{ KN}$$

Q_r = poids propre du radier

- Calcul des sollicitations :

A L'ELU

$$\mu_x = 0.0633$$

$$\mu_y = 0.4938$$

Sens x-x' :

$$M_{0x} = \mu \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 115.81 \text{ KNm}$$

Sens y-y' :

$$M_{0y} = \mu \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 57.19 \text{ KNm}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{Tx} = 0.85 M_{0x} = 98.44 \text{ KN.M} \\ M_{Ty} = 0.85 M_{0y} = 48.61 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\text{En appui } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 57.91 \text{ KN.M}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$, les résultats des calculs sont

Résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Sections d'armatures du radier

		M (KNm)	A_{calc} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens x-x'	Travée	98.44	7.63	3.61	7HA14=10.78	15
	Appui	57.91	4.44	3.61	5HA12=5.65	20
Sens y-y'	Travée	48.61	3.72	3.2	5HA12=5.65	20
	Appui	28.6	2.18	3.2	4HA12=4.52	20

✓ **Vérifications :**

- Non fragilité :

Pour une dalle de $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est de :

$$A_x = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.2 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_y = \frac{q \times l}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{P}{2}} = 222.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.53 \quad \text{avec} \quad V_x = \frac{q \times l_x}{3} = 203.28 \text{ KN}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- A L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \gamma \times M_{ser} / I \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times M_{ser} / I \times (d - y) \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau .VI.2 Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	82.51	4.94	219.96	15	201.63
	M_a	48.53	3.77	241.34	15	201.63
y-y	M_t	52.11	4.05	259.15	15	201.63
	M_a	30.65	2.63	189.3	15	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la Section de ferrailage.

Tableau.VI.3 Section d'armature à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	82.51	0.28	0.28	11.87	14.07	7HA16	15
	y-y	52.11	0.179	0.23	8.96	10.78	7HA14	15
Appui		48.53	0.17	0.22	7.53	9.24	6HA14	17

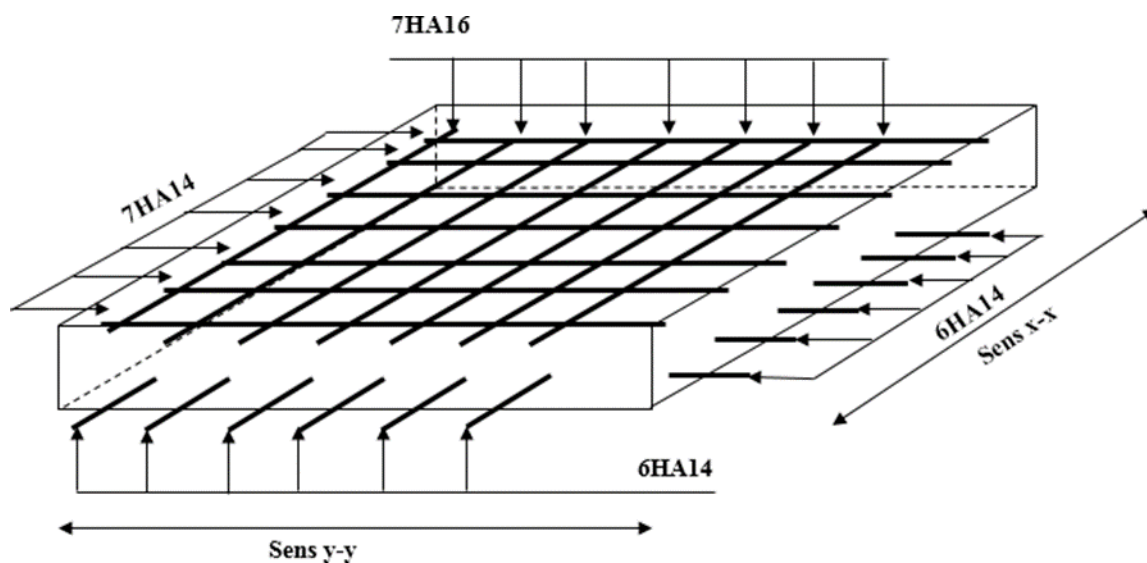


Figure .VI.2. Schéma de ferrailage du radier générale.

✓ **Les nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

réelle

-Pv : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

• **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{L_{xi}^2}{L_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée

• **Charges trapézoïdale :**

$$q_m = \frac{qu}{2} \times \left(1 - \frac{p^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{p^2}{3}\right) \times L_{xd}$$

$$q_v = \frac{qu}{2} \times \left(1 - \frac{p^2}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{p^2}{2}\right) \times L_{xd}$$

$$P_u = 203.28 \text{ KN/m}^2 \quad P_s = 154.97 \text{ KN/m}^2$$

Moment en appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times L_g'^3 + P_d \times L_d'^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

tel que $L' = L \dots$ pour la travée de rive

$L' = 0.8 \times L \dots$ pour la travée intermédiaire

Moment en travée : **BAEL (art E.2.2.1)**

$$M_t = \frac{P_x \times X}{2} (L_x - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L_x}\right) + M_d \left(\frac{X}{L_x}\right) \quad \text{tel que } X = \frac{L_x}{2} + \frac{M_g + M_d}{p \times L_x}$$

Avec :

M_g et M_d : moment d'appuis de gauche et de droite respectivement de la poutre considérée.

A. Calcul des sollicitations

Nous effectuons le calcul pour deux types de nervures.

1. Sens X-X : (charges triangulaire)

Les résultats sont résumés sur ce tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure sens X-X

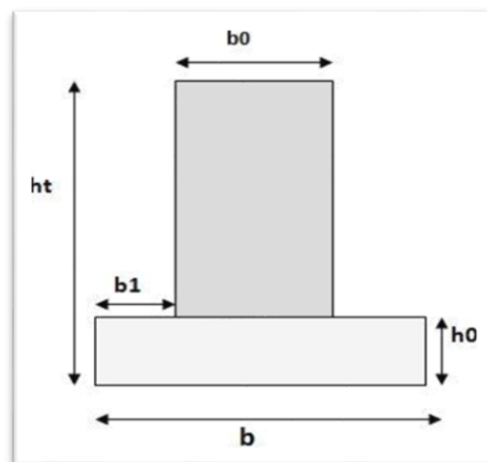
Localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	260.9	301.6
M_s (KN.m)	198.65	206.28
V (KN)	640.83	

2. Sens Y-Y : (Charges trapézoïdale)**Tableau VI.5.** Sollicitations sur la nervure sens Y-Y

Localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	350.76	438.12
M_s (KN.m)	322.52	414.31
V (KN)	695.34	

❖ Ferrailage**Sens X-X**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

**Figure .VI.3.** Schéma de la nervure

$$ht = 0.8 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.4 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.55 \text{ m}$$

$$d = 0.75 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{10} ; \frac{L_y}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{333}{10}, \frac{430}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 1.35 \text{ m}.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Ferrailage des nervures sens X-X

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Choix des Barres
x-x	Travée	260.9	10.12	12.22	13.35	5HA14+5HA12
	Appui	301.6	11.72	4.98	15.39	0.10HA14

Sens Y-Y :

D'une manière semblable au premier calcul, on trouve :

Tableau.VI.7. Ferrailage des nervures sens Y-Y

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Choix des Barres
x-x	Travée	350.76	13.7	12.22	17.75	5HA16+5HA14
	Appui	438.12	16.86	4.98	20.11	10HA16

- Vérifications a l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \quad \leq \tau \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Tableau .VI.8. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
x-x	640.83	0.63	2,5	Vérifiée
y-y	695.34	0.69	2,5	Vérifiée

A l'ELS

- État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times Y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau.VI.9. Vérification des contraintes.

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)
x- x	Travée	198.65	4.95	15	218.4	201,63
	Appui	206.28	5.12	15	207.1	201,63
y- y	Travée	322.52	9.75	15	254.8	201,63
	Appui	414.31	11.16	15	312.5	201,63

On remarque que pour les nervures, les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, on doit augmenter le ferrailage à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.10. Ferrailage des nervures à ELS

Localisation		M (KN.m)	Acalculé (cm ²)	Aadop (cm ² /ml)	St (cm)
Sens x-x	Travée	198.65	8HA16	16.08	10
	Appui	206.28	8HA16	16.08	10
Sens y-y	Travée	322.52	4HA25+4HA16	27.68	10
	Appui	414.31	6HA25+4HA12	33.97	10

Armatures transversales

$$Q_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_L\right) \dots\dots\dots Q_t = 10\text{mm}.$$

Les armatures de peau

Comme la poutre a une hauteur de 80cm, le BAEL précise de mettre des armatures de peau de sections $A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ de hauteur .donc $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\text{cm}^2$

On opte pour 4HA10=3.14cm²

Schémas de ferrailage des nervures

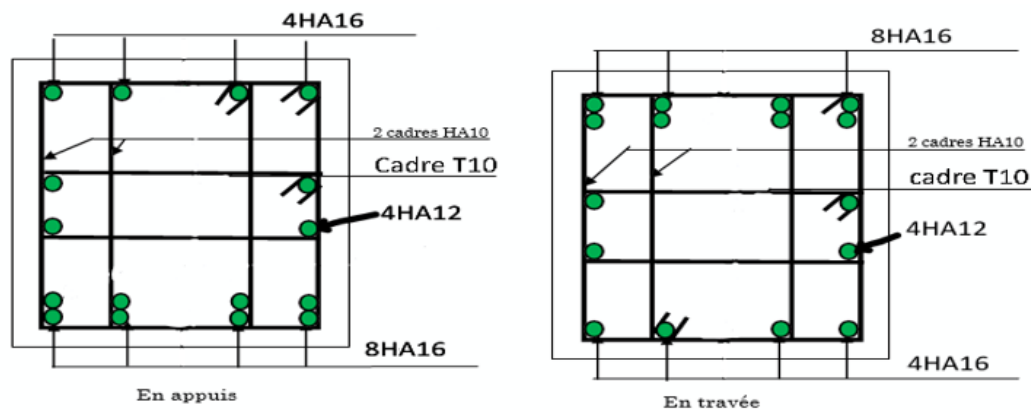


Figure .VI.4. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X.

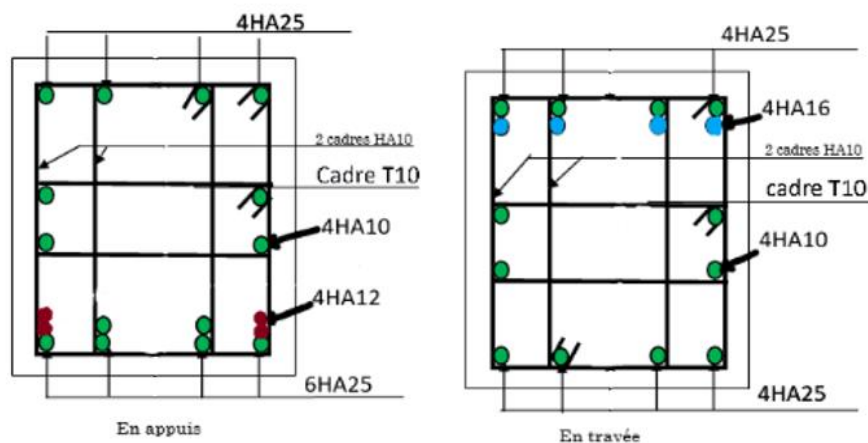


Figure .VI.5. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y.

6.4. Voiles périphériques (Adossé) :

6.4.1. Introduction :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique Continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol).

Le voile périphérique (adossé) est un panneau vertical en béton armé entourant une partie

Ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (Horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

La hauteur $h=4.08$ m

La longueur $L=3.35$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

Evaluation des charges et surcharges :

Ce voile est soumis à :

➤ La poussée des terres:

$$G = h \times \left(\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 12,41 \text{ KN/m}$$

➤ Surcharge accidentelle

$q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 7,14 \text{ KN/m}$$

6.4.5. Ferrailage du voile :

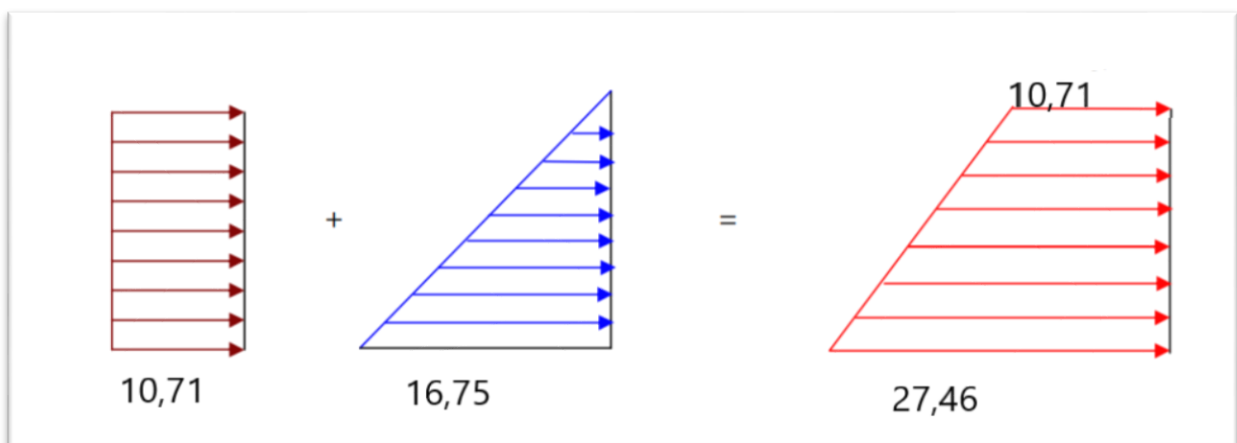
Le voile adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis

Uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les Fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q = 10,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 27,46 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_{min} + \sigma_{max})}{4} = 28,63 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,78 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens } Lx \text{ et } Ly$$

$$\mu_x = 0,0584$$

$$\mu_y = 0,5608$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA/2003. (art. 10.1.2)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VI.10 : ferrailage du voile périphérique

Localisation		M_s KN.m	μ_{bu}	A_{min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{ado} ρ (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres cm ²
Travée	x-x	16.66	0.0405	9,2	2.87	9.2	5HA16=10.05
	y-y	9.34	0.0227	9,2	1.60	9.2	5HA16=10.05
Appui XX		9.80	0.0238	9,2	1.67	9.2	5HA16=10.05
Appui YY		5.49	0.0133	9,2	0.93	9.2	5HA16=10.05

Sens xx: $St \leq \min (2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Sens yy : $St \leq \min (2 \times e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

a) Vérifications

A L'ELU:

✓ Condition de non fragilité :

A L'ELS:

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \mu_x = 0,065, \mu_y = 0,6841$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 7,14 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G \Rightarrow \sigma_{max} = 10,6 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_{min} + \sigma_{max})}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 13,3 \text{ KN/M}^2$$

$$\text{Sens x-x: } M_0^x = \mu_x \times qu \times L_x^2 = 15,03 \text{ KN/M}^2$$

$$\text{Sens-y-y: } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 9,18 \text{ KN/M}^2$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée} \quad M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 12,78 \text{ KN/M}^2$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7,83 \text{ KN/M}^2$$

$$\text{En appui :} \quad M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 5 \text{ KN/M}^2$$

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 7,52 \text{ KN/M}^2$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)
x- x	Travée	14.96	10.15	14047.7	10.80	109.42
	Appui	8.80	10.15	14047.7	6.35	64.36
y- y	Travée	10.24	10.15	14047.7	7.39	74.89
	Appui	6.02	10.15	14047.7	4.34	44.03

- Schéma ferrailage du voile périphérique.

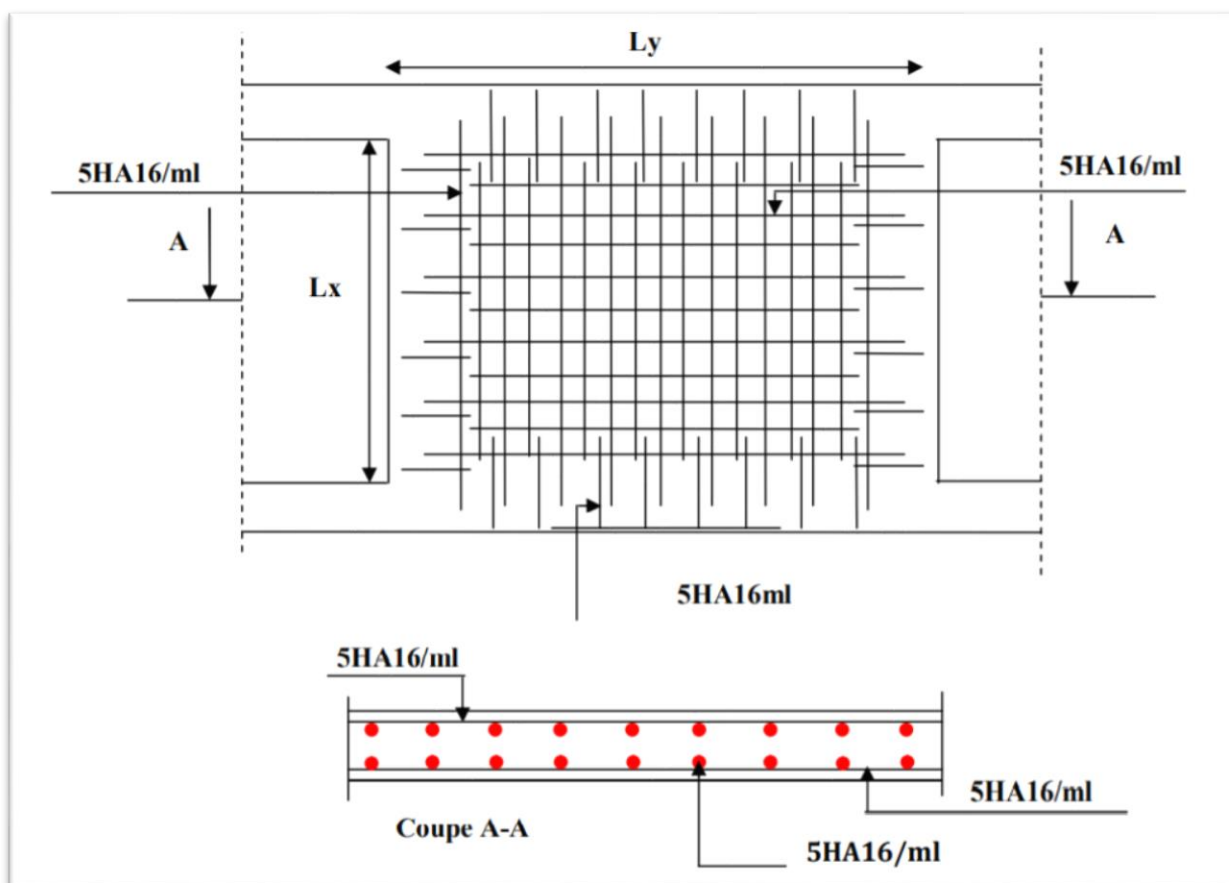


Figure VI.6 : Schéma ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur, et on a pu aussi débuté avec le logiciel ETABS version 16. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à mettre dans la structure et a un rôle dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- ✓ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas, car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qu'on a dans notre structure.

De ce fait, cette étude constitue la première expérience pour notre métier d'avenir à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter avec les entreprises qui nous permet d'avoir des solutions économique pour les problèmes rencontrés.

Bibliographie

1. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
2. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
3. Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).
4. Document technique réglementaire (DTR), charges et surcharges d'exploitations.
5. M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
6. Autre documents consultés :
 - ✓ Cahiers de cours de cursus.
 - ✓ Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,7	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,1	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,1	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,2	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33