

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

*Ministère de l'Enseignement Supérieur*

*Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de Technologie*

**Département du Génie Civil**



# Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil*

*Option : Structures*

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+ 7) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

**Réalisé par :**

**Mr BOUMERAOU Riad**

**Mr BERKANI Nadjim**

**Encadré par :**

**Mr A.OURABAH**

**Jury : Mr O.SADAoui**

**M<sup>eme</sup> H.SEKKOUR**

Promotion 2022/2023

# *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer  
notre profonde gratitude et nos vifs remerciements:*

*Nous remercions, en premier lieu notre Dieu pour nous avoir  
donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.*

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et  
soutenus durant toutes nos études.*

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger  
notre modeste travail*

*A Monsieur A.OURABAH, notre promoteur, pour avoir  
accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de  
loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Riad et Nadjim*

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « maman »

A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « mon père »

A mes chère sœur : Kenza , Fairouz ,lyna

A mon frère : mazigh

A mes neveux : anes et aimad

A mes confrère et sœur « ahmed, farid , Massiva »

Finalement à mon très chère confrère mon binôme « nadjim » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Riad*

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « maman »

A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « mon père »

A ma chère sœur : Yasmina

A mes prunelles de mes yeux « mes grand-mère »

A mes frère : Bilal , Naim , Salim

A mes confrère : « ahmed , farid »

A mon amis d'enfance : billal ouasdi

Finalement à mon très chère confrère mon binôme « Riad » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Nadjim*

## Liste des Figures

Figure I 1 Schéma d'un plancher.....	3
Figure I 2: Diagramme contrainte-déformation de béton .....	5
Figure I 3 : Diagramme contrainte –déformation de l'acier .....	5
Figure II 1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	7
Figure II 2 Plan de disposition des poutrelle (étage 1 à 5).....	8
Figure II 3 Plan de disposition des poutrelle (étage 6) .....	9
Figure II 4 Plan de disposition des poutrelle (étage 7) .....	9
Figure II 5 coupe transversale d'une poutrelle .....	10
Figure II 6 schéma statique de de l'acrotère .....	15
Figure II 7: Coupe de voile en élévation.....	16
Figure III 1: schéma statique de la dalle sur 4 appuis.....	44
Figure III 2: schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis .....	47
Figure III 3 schéma statique de la dalle 5 et 6 sur deux appuis .....	48
Figure III 4 schéma ferrailage de la dalle 5 et 6 sur deux appuis .....	49
Figure III 5 schéma ferraillage de la dalle 4 appuis D3 .....	51
Figure III 6 Schéma statique de l'escalier la partie (AB) .....	51
Figure III 7: schéma de ferrailage de l'escalier .....	54
Figure III 8: Schéma de ferrailage de la console .....	55
Figure III 9: poutre bresé .....	56
Figure III 10: Schéma statique de la poutre bresé.....	56
Figure III 11: Schéma de ferrailage de la poutre bresé.....	59

Figure III 12: Schéma de ferrailage de la dalle cas charge répartie.....	62
Figure III 13 Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrie .....	66
Figure III 14 Shéma de ferrailage de l'acrotère .....	66
Figure IV 1: spectre de réponse .....	75
Figure IV 2 Diposition des voile.....	76
Figure IV 3: Modélisation vue en 3D de la structure.....	76
Figure IV 4: 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	77
Figure IV 5: 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe X) .....	77
Figure IV 6: 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (rotation autour de l'axe Z) .....	78
Figure V 1 : Zone courant et tendue dans les voile.....	101
Figure V 2 : Shéma de ferrailage de voile Vx2 au niveaux RDC.....	104
Figure VI 1 Vue d'une semelle isolée.....	107
Figure VI 2 Semelle filante .....	108
Figure VI 3 Shema statique de la poutre de rigidite .....	111
Figure VI 4 Shéma de ferrailage de semelle filante ( coupe BB ) .....	113
Figure VI 5 Shéma de ferrailage de semelle filante ( coupe AA ).....	113
Figure VI 6 Shéma de ferrailage longrine.....	115

## Liste des tableaux

Tableau II 1 pré-dimensionnement des dalles pleines .....	11
Tableau II 2 représentation de cage d'escalier .....	14
Tableau II 3 Dimension des voiles.....	16
Tableau II 4 dimensions préliminaires des poteaux.....	17
Tableau II 5 Evaluation des charges du terrasse inaccessible.....	17
Tableau II 6 Evaluation des charges étage courant et terrasse accessible.....	17
Tableau II 7 Evaluation des charges sur la dalle plein.....	18
Tableau II 8 Evaluation des charges de la volée.....	18
Tableau II 9 Evaluation des charge de palier.....	18
Tableau II 10 Evaluation des charge des mur extérieurs .....	19
Tableau II 11 descente de charge du potaux B3 .....	21
Tableau II 12 descente de charge de poteaux D2.....	23
Tableau II 13 Vérification des poteaux a la compression simple .....	24
Tableau II 14 Vérification du flambement (poteaux ) .....	25
Tableau III 1: types de poutrelles.....	30
Tableau III 2: choix des méthode de calcul des déferent type des poutrelle.....	31
Tableau III 3: calcul les chaegre revenant au x outrelle avec les combinaison d'action.....	31
Tableau III 4: Charge revenant au poutrelle .....	34
Tableau III 5 : calcul des charge revenant a la poutrelle avec les combinaison d'action ...	35
Tableau III 6: Calcul des sollicitation des déferent type de poutrelle.....	36
Tableau III 7: Calcul des sollicitation ma des déferent type de poutrelle.....	36
Tableau III 8: Calcul de ferailage sur les déferent niveaux .....	41
Tableau III 9: Vérification des contrainte à ELS .....	42
Tableau III 10: Vérification de fléshe .....	42
Tableau III 11: Shéma de ferailage des poutrelle .....	43
Tableau III 12:Donné des déferent type des dalle plein.....	44
Tableau III 13: Calcul des armatures en travée et en appuis de la dalle D4 .....	46
Tableau III 14: Résultat d'états limite de compression de béton en appuis.....	47
Tableau III 15: Calcul de ferailage a elu de la dalle D5 .....	48
Tableau III 16: résultats d'états limitent de compression de béton en appuis .....	49

Tableau III 17: Vérification de la flèche .....	49
Tableau III 18: Calcul des sollicitation .....	49
Tableau III 19: calcul ferrailage a elu dant les déferent dalle plein.....	50
Tableau III 20:Résultats d'eatats limite ultime de la compression a els.....	50
Tableau III 21: vérification de la fléshe dant les déferent panneaux .....	51
Tableau III 22: calcul des armatures de palier et volée .....	52
Tableau III 23: vérification de la contrainte els .....	53
Tableau III 24: vérification de la fléshe .....	53
Tableau III 25: Calcul des armatures de la volée 2.....	55
Tableau III 26: vérification des contraintes à els .....	55
Tableau III 27: Calcul des armature longitudinales de la poutre bresé.....	56
Tableau III 28 : Vérification des contrainte a els.....	58
Tableau III 29 : Calcul les armature de la dalle d'ascenseur sous charge repartie.....	60
Tableau III 30 : résultats d'tats limite de compression de béton .....	61
Tableau III 31 : calcul des armatures de la dalle sous charge concentrer.....	64
Tableau III 32 : Etats limite de compression de béton.....	65
Tableau III 33 : Combinaison d'action de l'acrotère .....	66
Tableau IV 1 Valeurs des pénalités. ....	73
Tableau IV 2 Période de vibration et taux de participation massique .....	78
Tableau IV 3 Vérification de l'interaction sous charges verticales .....	79
Tableau IV 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales .....	79
Tableau IV 5: Vérification de l'effort normal réduit .....	80
Tableau IV 6: Vérification résultats des force sismique .....	80
Tableau IV 7: Vérification des déplacements .....	81
Tableau IV 8: Vérification vis-à-vis de L'effet P- $\Delta$ .....	82
Tableau IV 9. Dimensions finales des éléments structuraux .....	82
Tableau V 1 Ferrailage des poutres principale et secondaire .....	85
Tableau V 2 : Vérification des contraine tengentielle .....	86
Tableau V 3 : Vérifzction des armatures longitudinale au cisaillement .....	87



Tableau V 4: Vérification les états limite de béton.....	87
Tableau V 5: Vérification de la flèche pour les poutres.....	87
Tableau V 6 : Shémas de ferrailage des poutres .....	88
Tableau V 7: armatures longitudinales min et max dans les poteaux .....	90
Tableau V 8 : Sollicitation dans les poteaux.....	91
Tableau V 9: ferrailage des poteaux .....	92
Tableau V 10 : Calcul des armatures transversale .....	93
Tableau V 11 : Vérification de flambement pour les poteaux .....	94
Tableau V 12 : Vérification des contrainte de béton dant les poteaux .....	95
Tableau V 13 : Vérification au sollicitation tengentes dans les béton .....	95
Tableau V 14 : Les moment résistant dans les poteaux .....	96
Tableau V 15 : Les moment résistant dans les poutres .....	96
Tableau V 16 :Vérification de la zone nodale des poutres principale et secondaire .....	97
Tableau V 17 :Shéma de ferailge des poteaux.....	97
Tableau V 18 : Sollicitation dans le voile $V_x$ .....	100
Tableau V 19 : Ferrailage des voile $V_{x1}$ $V_{x2}$ dans toutes les niveaux .....	102
Tableau V 20 : Ferrailage des voile $V_{x3}$ dans toutes les niveaux .....	102
Tableau V 21 : Ferraimllage des voile $V_{y1}$ $V_{y2}$ $V_{y3}$ dans toutes les niveaux .....	103
Tableau V.22. Ferrailage des voiles $V_{y3e20}$ , $v_{y4e20}$ , dans RDC et 1ere étage .....	104
Tableau VI 1 Dimensionnement de différentes semelles filantes.....	109
Tableau VI 2 hauteur total de la semelle .....	109
Tableau VI 3 les effort et le ferrailage des different a ELU .....	110
Tableau VI 4 Ferrailage de la poutre de rigidite .....	112
Tableau VI 5 Vérification des contraintes du béton et l'acier .....	112
Tableau VI 6 Ferrailage longitudinale de langrine .....	115

# Table des matières

Introduction Général .....	1
<b>Chapitre I Généralité</b>	
I.1. Introduction: .....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	2
I.3. Caractéristiques géométriques .....	2
I.4 Donnée géométrique de site (rapport de sol): .....	2
I.5: élément d'ouvrage .....	2
I.5.1 Ossature de l'ouvrage .....	2
I.5.2 Planchers:.....	2
I.5.3 Escaliers:.....	3
I.5.4 Cage d'ascenseur: .....	3
I.5.5 Maçonnerie .....	3
I.5.6 Acrotère .....	3
I.5.7 infrastructure.....	3
I.6 Méthode de calcul.....	3
I.7Caractéristiques des matériaux: .....	3
<b>Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments</b>	
II. 1Introduction .....	7
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaire .....	7
II.2.1 Planchers .....	7
II .2.2 Les Escaliers .....	13
II .2.3 L'acrotère .....	14
II .3 Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	15
II .3.1 Les poutres .....	15
II .3.2 Les voiles: .....	16
II .3.3 Les poteaux: .....	16
II.4 Evaluation des charges et surcharges .....	17
II.4 Descente de charge .....	19
Conclusion .....	26
<b>Chapitre III Etude des éléments secondaires</b>	
III. 1Introduction.....	28
III.2. Etude des planchers.....	28
III.2.1. Plancher à corps creux .....	28
III.2.2 Plancher à dalle plein .....	44
III.3 Etude de l'escalier .....	51
III.4 Etude de la poutre bresé .....	56
III.5 Etude de l'acenseur .....	59

III.6 Etude de l'Acrotère .....	65
<b>Chapitre IV Etude dynamique</b>	
IV.1 Introduction: .....	71
IV.2 Méthode de calcul .....	71
IV.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale .....	71
IV.3. Modélisation .....	72
IV.4 Méthode de calcul des force sismique .....	72
IV.5. Disposition des voiles .....	74
IV.6 Modalisation et résultats .....	76
IV.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016:.....	77
Conclusion .....	82
<b>Chapitre V Etude des éléments structuraux</b>	
V.1 Introduction.....	84
V.2 Etude des poutres .....	84
V.2.1 Recommandation BAEL .....	84
V.1.2 : Calcul du ferrailage.....	84
V.3 Etude des poteaux .....	88
V 3.1 Recommandation du RPA99/V2003.....	88
V.4 Etude des voiles: .....	98
V.4.1 Recommandation du RPA99/V2003:.....	99
V.4.2 Ferrailage .....	100
V .4.3 Schéma de ferrailage.....	104
V.5 etude de gossier .....	105
Conclusion: .....	105
<b>Chapitre VI Etude de l'infrastructure</b>	
VI.1 Introduction.....	107
VI.2 Vérification de la semelle isolé.....	107
VI.3 Vérification de la semelle filante .....	110
VI.4 dimensionnement de la poutre de libarge .....	111
VI.5 les V2rification nécessaire .....	111
VI.6 Calcul l'ffort sollicitant la semelle filante .....	112
VI.7 Ferrailage .....	113
VI.8 :Etude de la poutre libage .....	114
VI.9 Shéma de ferrailage .....	115
VI.10 Les longrine .....	115
<b>Conclusion générale</b>	
<b>Références Bibliographique</b>	
<b>Annexes</b>	
<b>Les plans</b>	

# Symboles Et Notations

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**At** : Section d'un cours d'armature transversal.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**a** : Epaisseur.

**$\alpha$**  : Coefficient de la fibre neutre

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B, b** : la largeur (m).

**$C_T$**  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_u$**  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**D** : Diamètre, dalle

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

**$E_i$**  : Module d'élasticité instantanée.

**$E_s$**  : Module d'élasticité de l'acier.

**$E_a, E_c$** : Sont les modules de déformation.

**e** : épaisseur.

**F** : Force ou action générale.

**$f_{c28}$**  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**$f_{ji}$**  : la flèche correspondant à j.

**$f_{gi}$**  : la flèche correspondant à g.

**$f_{qi}$**  : la flèche correspondant à q.

**$f_{gv}$**  : la flèche correspondant à v.

**$\Delta f_t$**  : la flèche totale.

**$\Delta f_{t adm}$**  : la flèche admissible.

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**$h_t$**  : hauteur totale du plancher.

**$h_0$**  : épaisseur de la dalle de compression.

**$h_e$**  : hauteur libre d'étage.

**$I$**  : Moment d'inertie ( $m^4$ ).

**$I_{ji}$**  : Moment d'inertie correspondant à j.

**$I_{gi}$**  : Moment d'inertie correspondant à g.

**$I_{qi}$**  : Moment d'inertie correspondant à q.

**$I_{gv}$**  : Moment d'inertie correspondant à v.

**$Q$**  : Charge variable.

**$Q$**  : Facteur de qualité.

**$q_u$**  : charge ultime.

**$q_s$**  : charge de service.

**$L$**  : Longueur ou portée.

**$L_{max}$**  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**$L_x$**  = distance entre nus de poutrelles.

**$L_y$**  = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

**$l'$**  : longueur fictive.

**$l'_g$**  et  **$l'_d$**  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

**$M$**  : Moment en général.

**$M_a$**  : Moment sur appui.

**$M_u$**  : Moment de calcul ultime.

**$M_{ser}$**  : Moment de calcul de service.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_0$**  : moment isostatique.

**$M_i$**  : Moment à l'appui « i »

**$M_g$**  et  **$M_d$**  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

**$M_j$**  : Moment correspondant à j.

**$M_g$**  : Moment correspondant à g.

**$M_q$**  : Moment correspondant à q.

**$N_s$**  : Effort normal de service.

**$N_u$**  : Effort normal ultime

**$N$**  : Effort normale du aux charges verticales.

**$n$**  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

**$N_{Tot}$**  : Poids total transmis par la superstructure (KN).

**$P$**  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

**$P_d$**  et  **$P_g$**  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

**$R$**  : coefficient de comportement global.

**S** : Section, surface

**S<sub>r</sub>** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**St** : Espacement des armatures.

**T** : Effort tranchant.

**T<sub>2</sub>**: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**W**: poids propre de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.

**W<sub>Gi</sub>** : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**X, Y et Z** : Coordonnées en général.

**Y** : Ordonnée de la fibre neutre.

**Z** : Coordonnée, bras de levier

**Z** : profondeur au dessous de la fondation (m).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile.

**e** : Excentricité, épaisseur.

**f** : Flèche.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

**h<sub>t</sub>**: hauteur total du radier (m).

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**ν** : Coefficient de poisson

**σ** : Contrainte normale.

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j.

**σ<sub>g</sub>** : Contrainte correspondant à g.

**σ<sub>q</sub>** : Contrainte correspondant à q.

**γ<sub>w</sub>**: Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>).

**γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité.

**γ<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q$  : chargement KN/ml..

$\tau_{ultim}$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\mu_l$  : Moment réduit limite.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\lambda_i$  : Coefficient instantané

$\lambda_v$  : Coefficient différé.

# Introduction générale

---

Le génie civil est une discipline d'ingénierie professionnelle qui traite de la conception, de la construction et de l'entretien de l'environnement physique et naturel, y compris les travaux publics tels que les routes, les ponts, les canaux, les barrages, les aéroports, les systèmes **de drainage**, les pipelines, les **structures de construction** et les **voies ferrées**. . Le génie **de la construction** est traditionnellement divisé en plusieurs sous-disciplines. Il est considéré comme la deuxième discipline d'ingénierie la plus ancienne après le génie militaire et **visé** à distinguer le génie non militaire du génie militaire. Le génie civil peut avoir lieu dans le secteur public, des **travaux** municipaux aux agences fédérales, et dans le secteur privé, des entreprises locales aux entreprises mondiales du Fortune 500.

Dans notre projet de fin de cycle nous concernant a l'étude d'une structure en béton armé composé d'un RDC et 7 étage (R+7) a usage d'habitation contreventé par un système mixte voile-portique en béton armé.

Notre calcul conformes au Règlement parasismique algérienne (**RPA99V2003**)et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (**BAEL91 modifié en 99**) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architecture de la structure, les différents chapitres montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque élément de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés.



# **Chapitre I**

# **Généralités**

# Chapitre I Généralité

---

## I.1 : Introduction

L'objectif de ce premier chapitre est la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que la caractéristique mécanique des matériaux utilisée dans la réalisation

## I.2 : Présentation de l'ouvrage

le sujet de ce mémoire consiste à étudier un bâtiment (R+7) usage habitation sis à BNIKSIWA wilaya de Bejaia, sa hauteur totale inférieure à 48m ce qui nous conduit à le classer d'après les règles parasismique algériennes « RPA99/version 2003, article 3.2 » dans le groupe 2 ayant une importance moyenne.

## I.3 : Caractéristique géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage présente la caractéristique suivante

- La hauteur totale de bâtiment 23,12m
- Hauteur d'étage et RDC 2.89m
- Longueur de bâtiment 17.20m
- Largeur de bâtiment 12m
- hauteur de l'acrotère 65cm

## I.4 : Données géotechnique du site

Le terrain retenu et composé d'un sol formé d'une formation cohérent représentée par des schistes altérés beige et grisâtre recouvert par une couche végétale et aucune présence d'eau selon l'intervention de laboratoire

- le sol est classé en catégorie S2(site ferme)d'après rpa99/2003
- contrainte de sol  $Q_{adm} = 2$  bar obtenu à partir d'une profondeur d'encrage de 1,5m

## I.5: Eléments d'ouvrage

### I.5.1 : Ossature

D'après le RPA99/2003, toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventement, l'ossature est composée de :

- le système portique qui est composée des poteaux et poutre, destinés à reprendre essentiellement les charge verticales et une partie des charges horizontales
- les voiles porteurs en béton armé sont disposés dans les deux sens, constitue un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage

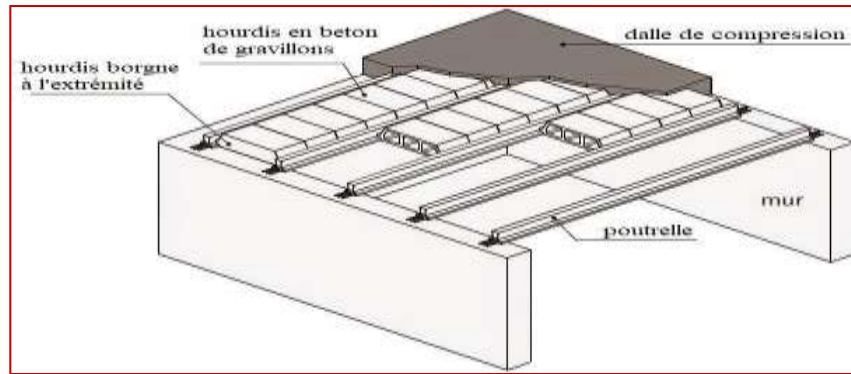
### I.5.2 : Plancher

Les planchers sont une partie horizontale de la construction, ils ont pour but de séparer entre un niveau et un autre et d'autres fonctions comme :

- La résistance : les planchers doivent supporter leurs poids propre et les surcharges du niveau et de les transmettre aux éléments structuraux
- assurer l'isolation thermique et phonique des différents niveaux
- assurer l'étanchéité à l'eau, à l'humidité, et la protection des incendies
- la participation à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux dans notre structure nous avons deux types de plancher :

**Plancher à corps creux** : il est composé d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments

**Plancher à dalle pleine** : dalle coulée sur place, on l'utilise pour la dalle d'ascenseur et les portes à faux



**Figure I.1. schéma d un plancher**

### **I.5.3 : Les escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué de : (marches, contremarches, et palier)

- murs de séparation (intérieur) réalisé en simple cloison de 10 cm

### **I.5.4 : L'ascenseur**

La structure comporte un dispositif mécanique (ascenseur) , qui est pour le transport vertical des humains et d'objets

### **I.5.5: Maçonnerie**

On distingue deux types

- murs de façade (extérieurs) sont réalisés en double cloison de 15/10 cm , séparé d'une âme d'aire de 5cm

### **I.5.6 : L'acrotère**

Élément en béton armé, encastré a sa base , dont la hauteur est de 65 cm, il a pour but d'une bon façonnage de l'étanchéité

### **I.5.7 : L'infrastructure :**

C'est la partie de la construction qui est situé au-dessus du sol

### **Règlement et norme utilisé :**

**RPA99/2003** (règlement parasismique algérienne)

**BAEL93 MODIFIER 99** (béton armé aux états limites)

**DTR B.C.2.2** (document technique réglementaire, charge et surcharge)

**DTR** (règles de calcul des fondations superficielles)

**CBA93** (code de béton armé)

### **I.6 Méthodes de calcul**

#### **Etat limite ultime ELU**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage .ils correspondent à la limite

- les sections droites restent planes après déformation

-la résistance du béton tendue est négligée

-l'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non-glissement

-l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%

-le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

-le diagramme contraint déformation ( ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

## Chapitre I Généralité

---

-on peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres , tendue ou comprimées , pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %

### Etat limite service ELS

- les trois premier hypothèses citées précédemment en
- le béton et l'acier sont considérés comme des linéairement élastique()
- $n = \frac{E_s}{E_b}$
- $E_s$  : module de Young de l'acier
- $n$  : coefficient d'équivalence acier- béton

- on déduire pas dans calcul, les aires de l'aire du béton comprimé une action peut se définir comme un ensemble des forces de couples des forces appliquées a la structure ou bien comme une déformation imposé a la structure

### I.6 : Caractéristique des matériaux utilisés

#### Béton

Le béton utilisé pour les éléments , le béton mis en œuvre doit avoir une

Résistance :

$$20 \text{ Mpa} \leq f_{c28} \leq 45 \text{ Mpa}.$$

Le béton est un matériau de construction composé d'une mélange de ciment, de granulats et d'eau , il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie , du dosage et de l'âge du béton.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \quad f_{t28} = 0,6+0,06f_{c28}$$

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

pour un béton soumis a des contraintes normale d'une durée d'application inferieur a 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = \frac{1}{3} \times E_{ij}$$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  (résistance à la compression à l'âge de 28 jours )

$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$  ( la résistance a la traction a l'âge de 28 jours )

$E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$  ;  $E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton pour les situation courantes

$\gamma_b = 1,15$  coefficient de sécurité du béton pour les situation accidentel

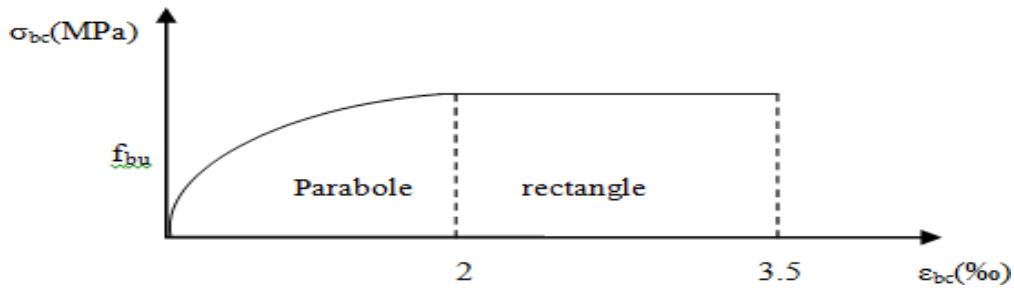


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation de béton

## Acier

on utilise des armature présentant une forme spéciale, afin d'augmenter l'adhérence béton acier. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature

$f_{eE400} = 400 \text{ Mpa}$

$\gamma = 1,15$  (situation courante)

$\gamma = 1$  (situation accidentel)

Module de déformation longitudinale de l'acier :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$  pour les aciers hauts adhérent

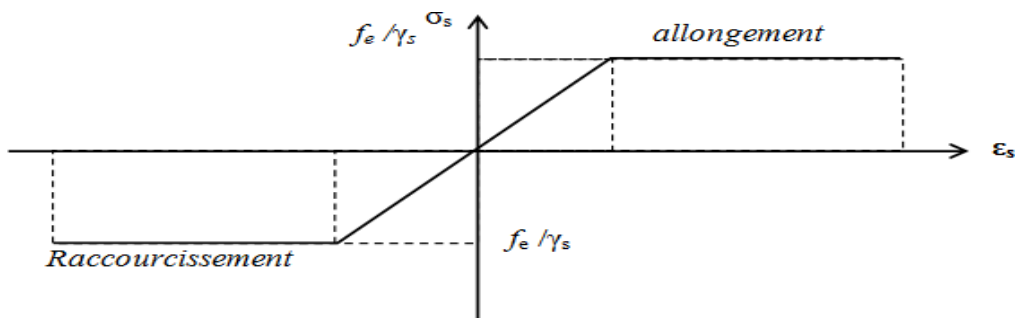


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation de l'acier

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement des éléments**

## II.1. Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements **BAEL RPA 99** version **2003 91/99**, **CBA 93**, et les différents **DTR**.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments non secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

### II.2.1 Les Planchers

Le plancher est un air généralement plan qui limite les niveaux, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Plancher dalle pleine

#### ✓ Plancher à corps creux

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé et avec des poutrelles.

L'épaisseur de plancher est déterminée a partir de la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq 22.5 \quad [2]. \text{ (Article B.6.8.4.2.4) CBA 93.}$$

Avec :

$L_{max}$  : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

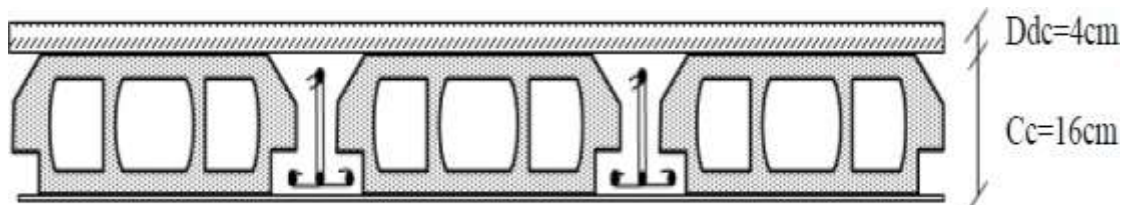
$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 440 - b_{poutre} \rightarrow L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

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

Avec:  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de la compression.} \end{cases}$



**Figure II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

## Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

### ❖ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon deux critères

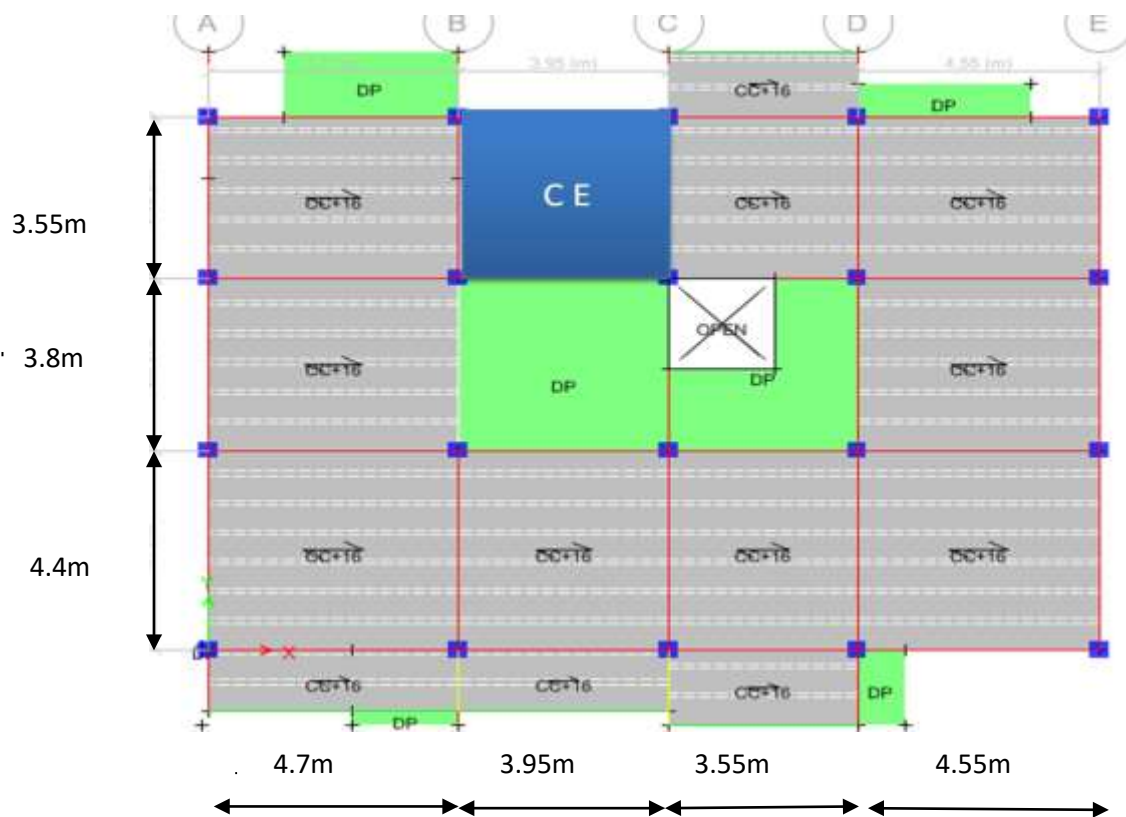


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Etage 01 à 05)



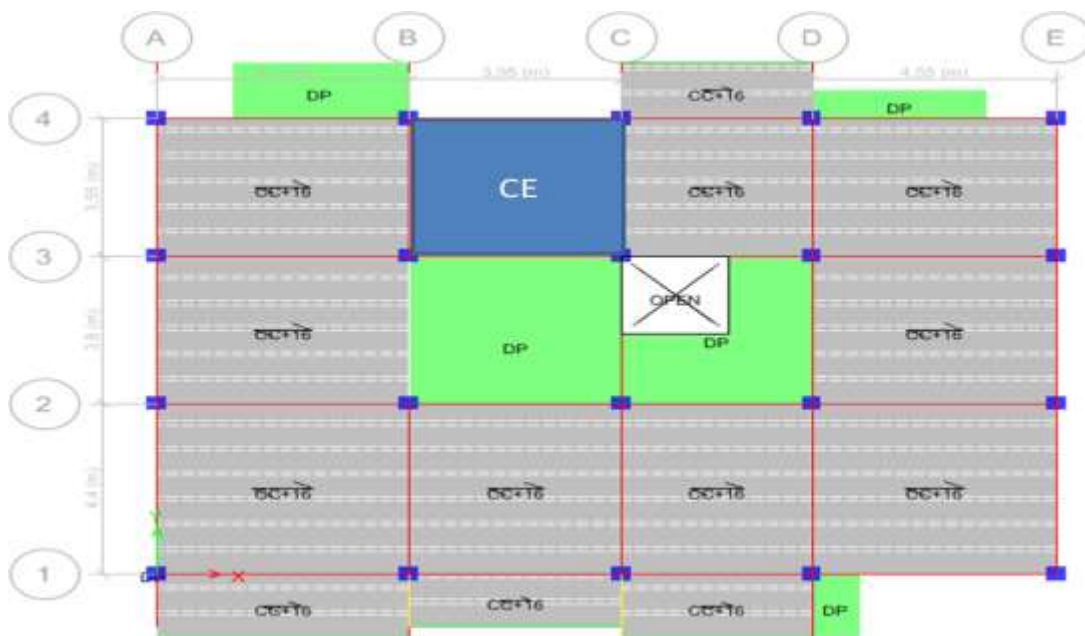


Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles (Etage 06)

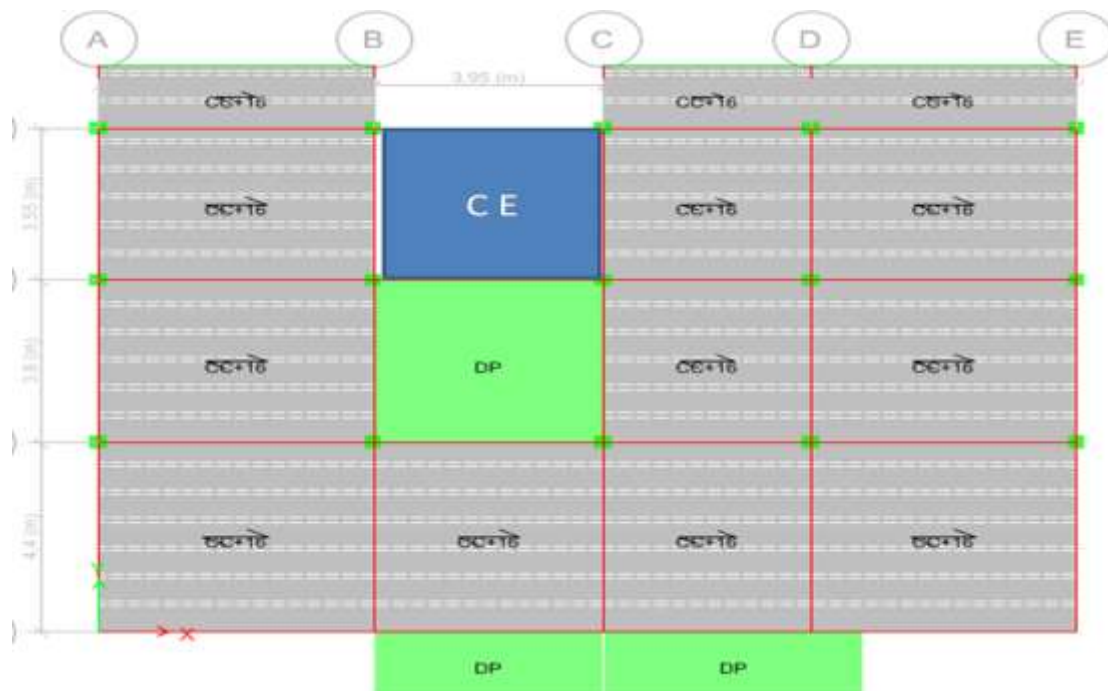


Figure II.4. Plan de disposition des poutrelles (Etage 07)

**Dimensionnement des poutrelles****Détermination de la largeur de la table de compression**

$L_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$B_0$  : la largeur de la poutrelle.

$H_0$  : Hauteur de la dalle de compression = 4 cm

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

Avec :

$B_0 = 10 \text{ cm}$  :

$B_1 \leq \min (L_x / 2, L_y / 10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$L_y = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$

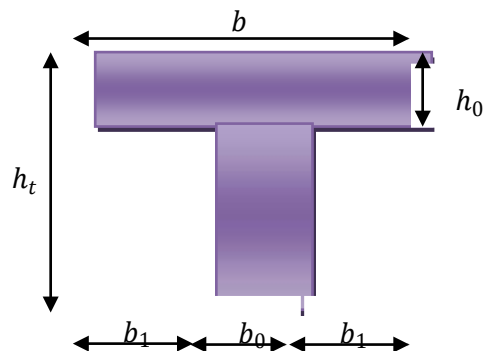
$B_1 \leq \min (55 / 2, 325 / 10)$

$b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + B_0$

$b = 2 * 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend :  $b = 65 \text{ cm}$



**Figure II.5.** Coupe transversale d'une poutrelle

**Plancher à dalle pleine**

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, la dalle peut être appuyée sur des poutres ou des voiles, elle peut avoir 1, 2, 3 ou 4 appuis, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

**→ Critère de résistance**

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  → pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  → pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  → pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

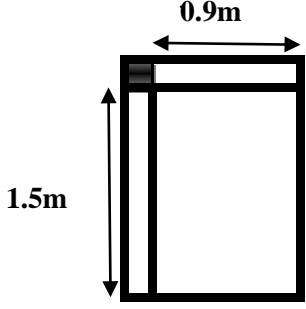
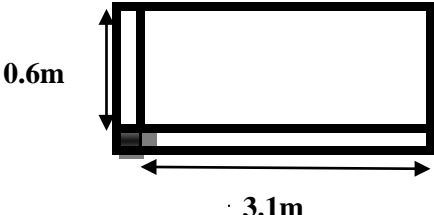
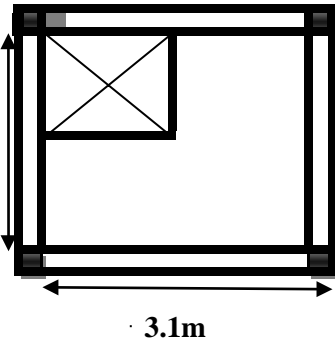
**→ Critère de résistance au feu**

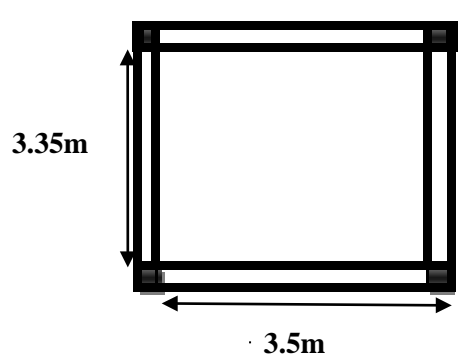
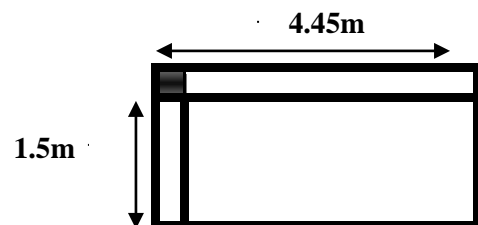
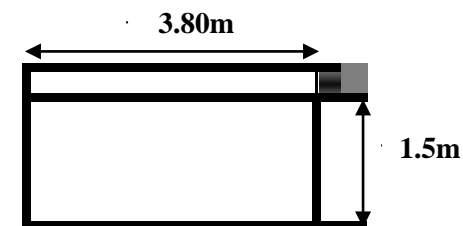
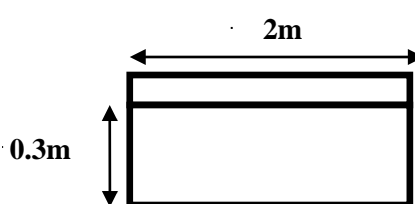
- $e \geq 7 \text{ cm}$  → pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11 \text{ cm}$  → pour 02 heures de coupe-feu
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$  → pour 04 heures de coupe-feu

**→ isolation phonique**

Pour une bonne isolation phonique, nous adoptons une épaisseur de dalle intérieure  $e=15\text{cm}$

Tableau II. 1. pré dimensionnement des dalles pleines

<p><b>Dalle 1 :</b>  <math>L_x=75\text{cm}, L_y=150\text{ cm}</math>  <math display="block">\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.75}{1.5} = 0.5\text{ m} \rightarrow \rho \geq 0.4\text{ m}</math>  <math display="block">\frac{75}{35} \leq e \leq \frac{75}{30} \rightarrow 2.14\text{cm} \leq e \leq 2.5\text{cm}</math>            Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11\text{cm}</math>            On prend <math>e= 15\text{ cm}</math></p>	
<p><b>Dalle 2 :</b>  <math>L_x= 60\text{ cm}, L_y= 310\text{ cm}</math>  <math display="block">\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.6}{3.1} = 0.19\text{ m} \rightarrow \rho \leq 0.4\text{ m}</math>  <math display="block">\frac{60}{35} \leq e \leq \frac{60}{30} \rightarrow 1.71\text{cm} \leq e \leq 2\text{cm}</math>            Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11\text{cm}</math>            On prend <math>e= 15\text{ cm}</math></p>	
<p><b>Dalle 03 :</b>  <math>L_x = 310\text{ cm}, L_y= 335\text{ cm}</math>  <math display="block">\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{3.35} = 0.92\text{ m} \rightarrow \rho \geq 0.4\text{ m}</math>  <math display="block">\frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40} \rightarrow 6.88\text{cm} \leq e \leq 7.75\text{cm}</math>            Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11\text{cm}</math>            On prend <math>e= 15\text{ cm}</math></p>	

<p><b>Dalle 04 :</b>  <math>L_x = 335 \text{ cm}</math> , <math>L_y = 350 \text{ cm}</math>  <math>\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{3.5} = 0.95 \text{ m} \rightarrow \rho \geq 0.4 \text{ m}</math>  <math>\frac{335}{45} \leq e \leq \frac{335}{40} \rightarrow 7.44 \text{ cm} \leq e \leq 8.37 \text{ cm}</math>                  Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11 \text{ cm}</math>                  On prend <math>e = 15 \text{ cm}</math>  <b>Isolation phonique</b></p>	
<p><b>Dalle 5 :</b>  <math>L_x = 150 \text{ cm}</math> , <math>L_y = 445 \text{ cm}</math>  <math>\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{4.45} = 0.33 \text{ m} \rightarrow \rho \leq 0.4 \text{ m}</math>  <math>\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \rightarrow 4.22 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}</math>                  Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11 \text{ cm}</math>                  On prend <math>e = 15 \text{ cm}</math></p>	
<p><b>Dalle 6 :</b>  <math>L_x = 150 \text{ cm}</math> , <math>L_y = 380 \text{ cm}</math>  <math>\rho = L_x/L_y = 1.5/3.8 = 0.39 \text{ m} \rightarrow \rho \leq 0.4 \text{ m}</math>  <math>\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \rightarrow 4.22 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}</math>                  Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11 \text{ cm}</math>                  On prend <math>e = 15 \text{ cm}</math></p>	
<p><b>Dalle 7 :</b>  <math>L_x = 150 \text{ cm}</math> , <math>L_y = 380 \text{ cm}</math>  <math>\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m} \rightarrow \rho \leq 0.4 \text{ m}</math>  <math>e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm}</math>                  Pour 02 heures de coup feu <math>e \geq 11 \text{ cm}</math>                  en prend <math>e = 15 \text{ cm}</math></p>	

**II.2.2. Les escaliers :**

L'escalier est un élément secondaire de la construction, servant à relier par gradins successifs, les différents niveaux d'un bâtiment

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- ✓ Palier
- ✓ Marche
- ✓ Contre marche de hauteur  $h$
- ✓ Giron ( $g$ )
- ✓ Emmarchement
- ✓ L'épaisseur de la paillasse  $e$
- ✓ Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches, on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

La limite inférieure (60) correspond des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad \rightarrow n : \text{nombre de contre marche}$$

$$\quad \rightarrow H : \text{hauteur de la volée}$$

$$\quad \rightarrow L_0 : \text{longueur projetée de la volée}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \rightarrow n-1 : \text{nombre de marche}$$

**1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée**

**Epaisseur de la paillasse (e) .**

$$LV = \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$LV = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 2.15 \text{ m.}$$

$$L = LV + L_p = 2.15 + 1.4 = 3.55 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{355}{30} \leq e \leq \frac{355}{20} \rightarrow 11.83\text{cm} \leq e \leq 17.75\text{cm}$$

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

**Calcule le nombre de marche et de contre marche**

On a :  $L_0 = 180 \text{ cm}$  ;  $H = 119 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2 * 119 + 180) n + 2 * 119 = 0$$

$$64 n^2 - 482n + 238 = 0$$

$$n = 7 \text{ (nombre de contre marches).}$$

$$n - 1 = 6 \text{ (nombre de marches).}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm.}$$

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

**Deuxième volée**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée), donc elle travaillera en consol, a fin d'assurer la continuité on gardera la même épaisseur  $e=12\text{cm}$

**Les types d'escalier**

Dans notre projet on à deux types d'escalier :

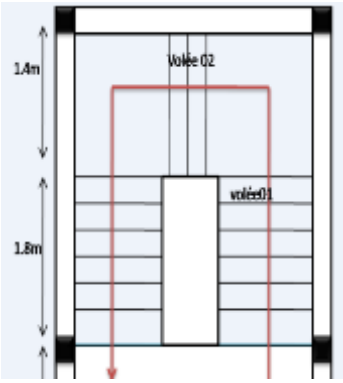
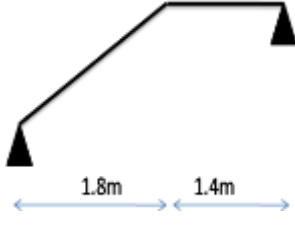
- ✓ Escalier à une seule volée (RDC).
- ✓ Escalier à 03 volées pour tous les niveaux.

**Exemple de calcul**

$$H=84+35=119\text{cm}$$

$$L = \sqrt{180^2 + 119^2} = 215\text{cm}$$

**Tableau II. 2 : représentation de cages d'escalier**

type	Coupe de l'escalier en élévation	Schéma statique	L (cm)	H (cm)	n (cm)	h (cm)	g (cm)	e (cm)	$\alpha^\circ$
01			215	119	7	17	30	$11.83 \geq e \geq 17.75$ $e=15$	28.96
			60	51	3	17	30	$e \geq 7$ $e=15$	40.36

**II.2.3. L'acrotère**

**Définition**

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort sismique (Fp) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

On prend  $H=65\text{cm}$   
 $S = (65 \cdot 10) + (10 \cdot 3) / 2 + (10 \cdot 7)$   
 $S = 0.0735 \text{ m}^2$

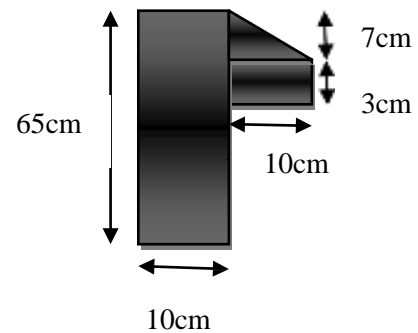


Figure II.6. Schéma statique de l'acrotère

### II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

#### II.3.1. Les poutres :

Ce sont éléments porteurs en béton armé coulé sur place, dont la porte est prise entre nus d'appuis, dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges venues des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

On suppose des poteaux de  $(30 \cdot 30)$

**Les poutres principales :** Elles sont perpendiculaires aux poutrelles

Le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91)}$$

$h$  : hauteur de la poutre

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 410 \text{ cm} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

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

#### Vérification :

Le **RPA99** exige d'effectuer les vérifications suivantes :

- ❖  $b \geq 20\text{cm}$  ..... Condition vérifiée.
- ❖  $h \geq 30\text{cm}$  ..... Condition vérifiée.
- ❖  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$  ..... Condition vérifiée

**Les poutres secondaires :** elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm.}$$

$$29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm} ;$$

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

Ces dimensions vérifient les conditions du RPA.

On adapte alors les dimensions suivantes :

- **Poutres principales :**  $b \cdot h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires :**  $b \cdot h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

**II.3. 2. Les voiles :**

Eléments de contreventement **verticaux** minces et continus, généralement en béton arme. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

He : hauteur libre d'étage.

E : épaisseur du voile.

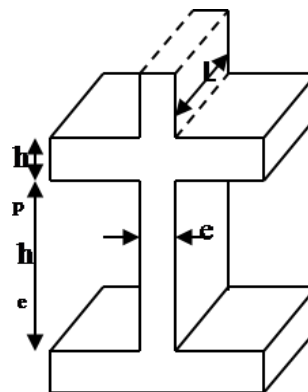
L : longueur du voile

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour un voile sans exla}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \text{ voile avec deux extrémités}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \text{ voile avec une extrémité rigide}$$



**Figure II.7 .coupe de voile en élévation**

Dans notre cas on a les dimensions résumées dans le tableau ci-dessous, tel que pour la première condition, on adopte pour un voile simple.

**Exemple de calcul :**  $h_e = h - \text{poutre} \Rightarrow h_e = 2.89 - 0.3 = 2.59\text{m}$  ;  $e \geq 259 / 20 = 12.95\text{cm}$

**Tableau II.3.** Dimensions des voiles

niveaux	h (cm)	he (cm)	e(cm)	e adoptée (cm)	L(cm)
Tous les étages	<b>289</b>	<b>259</b>	<b><math>e \geq 12.95</math></b>	<b>e=15</b>	<b>60</b>

**II.3. 3. Les poteaux**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.



Les dimensions des poteaux sont supposée

**Tableau II.4. Dimensions préliminaires des poteaux**

RDC (45×40) cm <sup>2</sup>	4 <sup>ème</sup> étage (35×30) cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage (45×40) cm <sup>2</sup>	5 <sup>ème</sup> étage (35×30) cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> étage (40×35) cm <sup>2</sup>	6 <sup>ème</sup> étage (30×30) cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> étage (40×35) cm <sup>2</sup>	7 <sup>ème</sup> étage (30×30) cm <sup>2</sup>

#### II. 4. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

**Tableau II. 5 : Evaluation des charges de la terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravier roulé de protection	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G=6.53</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=1</b>

**Tableau II .6 : Evaluation des charges de l'étage courant+ terrasse accessible**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.85
Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale			<b>G=5.21</b>
Charge d'exploitation			<b>Q=1.5</b>

**Tableau II .7 : Evaluation des charges sur les dalles pleine**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Plancher à dalle pleine	<b>15</b>	<b>25</b>	3.75
Charge permanente totale			<b>G=5.11</b>
Charge d'exploitation(Q) étage courant			<b>Q=1.5</b>
Charge d'exploitation(Q) balcon			<b>Q=3.5</b>

**Tableau II .8 : Evaluation des charges de la volée**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement horizontal</b>	0.02	20	0.40
<b>Revêtement vertical</b>	0.02	20	0.23
<b>Mortier horizontal</b>	0.02	20	0.40
<b>Mortier vertical</b>	0.02	20	0.23
<b>Poids des marches</b>	0.17/ (1/2)	22	1.87
<b>Dalle pleine</b>	0.12/cos28.96	25	3.42
<b>Enduit de ciment</b>			0.43
Charge permanente			<b>G=6.98</b>
Charge d'exploitation			<b>Q=2.5</b>

**Tableau II. 9 : Evaluation des charges du palier**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.02	20	0.40
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Dalle pleine</b>	0.12	25	3
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 4.52</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=2.5</b>

- Murs Extérieurs :

**Tableau II .10** : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Enduit de plâtre</b>	0.015	10	0.15
<b>Briques creuses</b>	0.15	9	1.35
<b>Lame d'air</b>	0.05	/	/
<b>Briques creuses</b>	0.1	9	0.9
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 2.76</b>

**II.4. La descente de charge :**

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- **La loi de dégression des charges d'exploitation** :[DTR B.C.22].

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, et Q1 ,Q2 ,Q3... ..... Qn les charges d'exploitation respectives des planchers des étages(etage01 et 02 et 03 ..... n) .

- Sous la terrasse... ..... Q0
- Sous le dernier étage.....Q0+Q1
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... Q0+0.95 (Q1+Q2)
- Sous l'étage immédiatement inférieur..... Q0+0.9 (Q1+Q2+)
- Pour n≥5... ..... Q0+(3+n)/(2n)\*(Q1+Q2+Q3+Q4+Qn)

On fait la descente de charge pour les deux poteaux B3 et B2 et on a trouvés que le poteau B3et le plus sollicité.

Donc : on présentera le calcul détaillé

➤ **Poteau B3**

**Poids des poteaux**

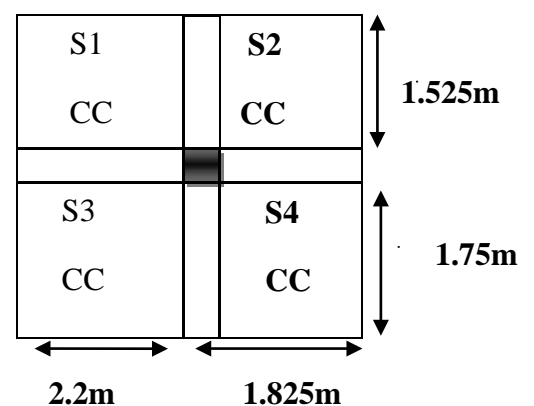
$G_p = \gamma b \times (b \times h) \times \text{hétage}$

RDC+1ér étage : 45×40 :  $G_p = 25 \times (45 \times 40) \times 2.89 = 13.005 \text{KN}$

2ème et 3émé étage : 40×35 →  $G_p = 10.115 \text{KN}$

4ème et 5émé étage : 35×30 →  $G_p = 7.58 \text{KN}$

6ème et 7émé étage : 30×30 →  $G_p = 6.5 \text{KN}$



**Poids des poutres :**

$$P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 (1.75 + 1.525) = 8.596 \text{ KN}$$

$$P_s = 25 \times 0.3 \times 0.3 (2.2 + 1.825) = 9.056 \text{ KN}$$

$$P_{\text{total}} = 17.652 \text{ KN}$$

Poids de plancher et de l'escalier

➤ **Surface afférente sous G :**

➤ **terrasse inaccessible :** les 04 surfaces sont en corps creux

$$S1 = 2.2 \times 1.525 = 3.355 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.82 \times 1.525 = 2.783 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.2 \times 1.75 = 3.85 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.825 \times 1.75 = 3.193 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affG}} = 3.355 + 2.783 + 3.85 + 3.193 = 13.181 \text{ m}^2$$

**Etage courant :** les surface S1 et S3 sont en corps creux, cependant la surface S4 dalle pleine et aussi S2 dalle pleine, elle représente la surface afférente de l'escalier.

$$S_{\text{affG CC}} = S1 + S3 = 7.205 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affG dp}} = S4 = 3.193 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{G volée}} = S2 = 1.525 \times 1.4 = 2.135 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affG}} = 3.355 + 2.135 + 3.85 + 3.193 = 12.533 \text{ m}^2$$

**Surface afférent sous Q**

a) **Terrasse inaccessible**

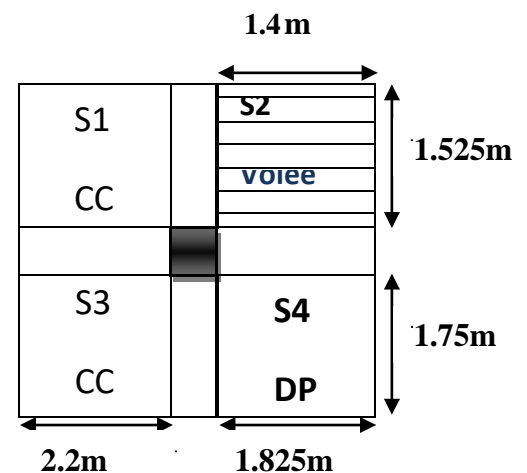
$$b) S_{\text{affQ}} = S_{\text{affG}} + (0.3 \times 7.3) = 13.181 + (0.3 \times 7.3) = 15.371 \text{ m}^2$$

c) .avec  $L_{\text{poutre}} = 7.3 \text{ m}$

d) **Etage courant**

$$S_{\text{affQ CC.DP}} = 10.398 + (0.3 \times 7.3) = 10.608 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Q volée}} = 2.783 \text{ m}^2$$

**Les poids (chargement)**

$$N_G \text{ plancher} = G \times S_{\text{affG}}$$

$$N_Q \text{ plancher} = Q \times S_{\text{affQ}}$$

**Terrasse inaccessible :**

$$N_G \text{ TI} = 6.53 \times 13.181 = 86.071 \text{ KN}$$

$$N_Q \text{ TI} = 1 \times 15.371 = 15.371 \text{ KN}$$

**Etage courant**

$$N_G \text{ CC} = 5.11 \times 7.205 = 36.817 \text{ KN}$$

$$N_Q \text{ CC.DP} = 1.5 \times (10.389 + 0.3 \times 7.3) = 18.868 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ volée} = 6.98 \times 2.135 = 14.902 \text{ KN}$$

$$N_Q \text{ volée} = 2.5 \times 2.135 = 5.335 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ dp} = 5.11 \times 3.193 = 16.316 \text{ KN}$$

$$N_Q \text{ TOTAL} = 24.203 \text{ KN}$$

Tableau II .11 : descente de charge du poteau B3

Niveau	Eléments	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N8	Plancher T.I	86.071	15.371
	Poutres	17.652	
	Poteaux (30×30)	6.5	
	somme	110.223	
N7	Venant de N8	110.223	Q0+Q1 15.371+24.203
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (30×30)	6.5	
	somme	202.410	
N6	Venant de N8	202.410	Q0+0.95 (24.203×2)
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (35×30)	7.58	
	somme	295.677	
N5	Venant de N8	295.677	Q0+0.9(24.203×3)
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (35×30)	7.58	
	somme	388.944	
N4	Venant de N8	388.944	Q0+0.85 (24.203×4)
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (40×35)	10.115	
	somme	484.746	
N3	Venant de N8	484.746	Q0+0.8 (24.203×5)
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (40×35)	10.115	
	somme	580.548	
N2	Venant de N8	580.548	Q0+ (3+6)/ (2×6) × (24.203×6)
	PlancherCC+ volée	51.719	
	Dalle pleine	16.316	

	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (45×40)</b>	<b>13.005</b>	
	<b>somme</b>	<b>679.240</b>	
N1 RDC	<b>Venant de N8</b>	<b>679.240</b>	Q0+ (3+7)/(2×7) × (24.203×7)
	<b>Plancher CC+ volée</b>	<b>51.719</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>16.316</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (45×40)</b>	<b>13.005</b>	
	<b>Somme</b>	<b>777.932</b>	

$N_u=1254,77 \text{ KN}$        $N_{ser}=914,31 \text{ KN}$

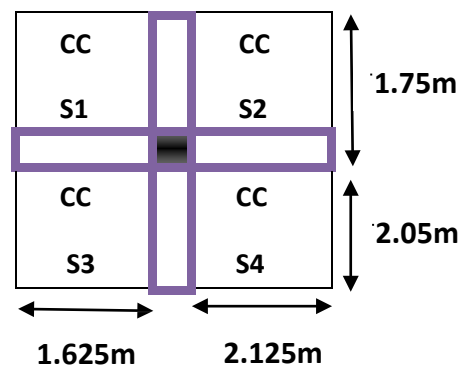
**Poteau D2**

**Po Surface afférente sous G :**

**Terrasse inaccessible :** les 04 surfaces sont en corps creux

$S1= 1.625 \times 1.75 = 2.843 \text{ m}^2$   
 $S2= 2.125 \times 1.75 = 3.718 \text{ m}^2$   
 $S3= 1.625 \times 2.05 = 3.331 \text{ m}^2$   
 $S4= 2.125 \times 2.05 = 4.356 \text{ m}^2$   
 $S_{affG} = 2.843 + 3.718 + 3.331 + 4.356 = 14.248 \text{ m}^2$

**Etage courant :** les surface S2 et S3 et S4 sont en corps creux, cependant la surface S1 dalle pleine avec ouverture



$S_{affG \text{ CC}} = S2 + S3 + S4 = 11.405 \text{ m}^2$   
 $S_{affG \text{ CC}} = S1 = 2.092 \text{ m}^2$   
 $S_{affG} = S_{affG \text{ CC}} + S_{affG \text{ CC}} = 13.496 \text{ m}^2$

➤ **Surface afférent sous Q**

- a) **Terrasse inaccessible**
- b)  $S_{affQ} = S_{affG} + (0.3 \times 7.55) = 14.248 + (0.3 \times 7.55) = 16.513 \text{ m}^2$ . avec  $L_{poutre} = 7.55 \text{ m}$
- c) **Etage courant**  
 $S_{affQ} .CC.DP = 13.496 + (0.3 \times 7.55) = 15.761 \text{ m}^2$

**Les poids (chargement)**

$NG_{plancher} = G \times S_{affG}$   
 $NQ_{plancher} = Q \times S_{affQ}$

**Terrasse inaccessible :**

$NG_{TI} = 6.53 \times 14.248 = 93.039 \text{ KN}$

$NQ_{TI} = 1 \times 16.513 = 16.513 \text{ KN}$

Etage courant

$NG_{CC} = 5.11 \times 11.405 = 58.279 \text{ KN}$

$NQ_{CC.DP} = 1.5 \times (15.761 + 0.3 \times 7.55) = 26.439 \text{ KN}$

$NG_{dp} = 5.11 \times 2.092 = 10.690 \text{ KN}$

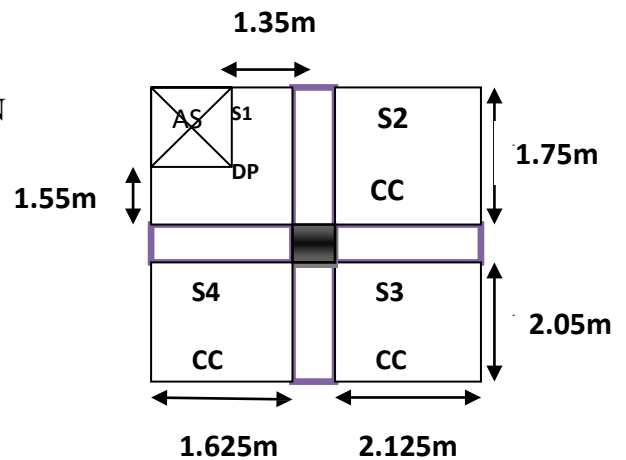


Tableau II .12 : descente de charge du poteau D2

Niveau	Eléments	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
N8	Plancher T.I	93.039	16.513
	Poutres	17.652	
	Poteaux (30×30)	6.5	
	somme	117.191	
N7	Venant de N8	111.191	Q0+Q1 16.513+26.439
	PlancherCC	58.279	
	Dalle pleine	10.690	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (30×30)	6.5	
	somme	210.312	
N6	Venant de N8	210.312	Q0+0.95 (26.439×2)
	PlancherCC	58.279	
	Dalle pleine	10.690	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (35×30)	7.58	
	somme	304.513	
N5	Venant de N8	304.513	Q0+0.9 (26.439×3)
	PlancherCC	58.279	
	Dalle pleine	10.690	
	Poutres	17.652	
	Poteaux (35×30)	7.58	
	somme	398.714	
N4	Venant de N8	398.714	Q0+0.85 (26.439×4)
	PlancherCC	58.279	
	Dalle pleine	10.690	

	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (40×35)</b>	<b>10.115</b>	
	<b>somme</b>	<b>495.450</b>	
<b>N3</b>	<b>Venant de N8</b>	<b>495.450</b>	Q0+0.8 (26.439×5)
	<b>PlancherCC</b>	<b>58.279</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>10.690</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (40×35)</b>	<b>10.115</b>	
	<b>somme</b>	<b>592.186</b>	
<b>N2</b>	<b>Venant de N8</b>	<b>592.186</b>	Q0+ (3+6)/ (2×6) × (26.439×6)
	<b>PlancherCC</b>	<b>58.279</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>10.690</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (45×40)</b>	<b>13.005</b>	
	<b>somme</b>	<b>691.812</b>	
<b>N1 RDC</b>	<b>Venant de N8</b>	<b>691.812</b>	Q0+ (3+7)/ (2×7) × (26.439×7)
	<b>PlancherCC</b>	<b>58.279</b>	
	<b>Dalle pleine</b>	<b>10.690</b>	
	<b>Poutres</b>	<b>17.652</b>	
	<b>Poteaux (45×40)</b>	<b>13.005</b>	
	<b>Somme</b>	<b>791.438</b>	

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité :

On trouve que le poteau **D2** est le plus sollicité.

On doit majorer l'effort Nu avec **10%** pour poteaux intermédiaires voisins de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 03 travées **15% CBA93 (art.13.8.1.1)** ; poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 02 travées dans notre cas c'est une structure à plus de 02 travées ; donc l'effort Nu doit être majoré de 10%.

$$Nu = 1.35G + 1.5Q \text{ avec : } NG = 791.438 \text{ KN ; } NQ = 148.708 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 \times 791.438 + 1.5 \times 148.708 = 1291.503 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 940,13 \text{ Kn}$$

$$Nu^* = 1.1 \times Nu = 1.1 \times 1291.503$$

$$Nu^* = 1420.653 \text{ KN}$$

## II.10. Vérification

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28} \text{ Avec } B : \text{ la section du béton}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$$

$$B \geq \frac{1420.653 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.10 \text{ m}^2$$



A la base :  $B=0.45*0.4=0.18m^2$  .....c'est vérifiée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau II .13 : vérification des poteaux à la compression simple**

Niveau	Nu*(KN)	Bcal(m <sup>2</sup> )	Badop(m <sup>2</sup> )	observation
7 <sup>ème</sup>	201.275	0.014	0.09	vérifie
6 <sup>ème</sup>	383.184	0.026	0.09	vérifie
5 <sup>ème</sup>	562.334	0.039	0.105	vérifie
4 <sup>ème</sup>	740.421	0.052	0.105	vérifie
3 <sup>ème</sup>	911.311	0.064	0.14	vérifie
2 <sup>ème</sup>	1081.140	0.076	0.14	vérifie
1 <sup>ème</sup>	1250.830	0.088	0.18	vérifie
RDC	1420.653	0.10	0.18	vérifie

**B) Vérification à la stabilité de forme (flambement) :**

D'après le **CBA 93 (Article B.8.4.1)**, On doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq a \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow Brcal \geq \frac{Nu}{a \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

Br : aire de la section réduite du poteau

$$Br_{adop} = (a-2) \cdot (b-2) \text{ (cm}^2\text{)}$$

As : Section des armatures :  $As = 1\%Br$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier :  $\gamma_s = 1.15$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton :  $\gamma_b = 1.5$

$\alpha$  = Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

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

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

On calcul l'élanement :  $\lambda f = \frac{L_f}{i}$  ;  $i = \frac{I}{B}$  ;  $I = \frac{h \cdot b^3}{12}$

$$L_f = 0.7L_0$$

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPA}$

**Exemple de calcul poteau(30\*30)**

$$I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4} m^4 ; i = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.3}} = 0.086 m$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{20.674}{35}\right)^2} = 0.794 ; Brcal \geq \frac{0.201275}{0.794 \left[ \frac{25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{400}{100 \cdot 1.15} \right]} = 0.011 m^2 ; Br_{adop} = (0.3-0.02) \cdot (0.3-0.02) = 0.078 m^2$$

$$L_0 = 2.89 - 0.35 = 2.54 m$$

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 2.54 = 1.778 m ; \lambda f = \frac{L_f}{i} = \frac{1.778}{0.086} = 20.674$$

Tableau II.14 : Vérification du flambement (Poteaux)

Niveau	L0(m)	Lf(m)	I (m <sup>4</sup> ) × 10 <sup>-3</sup>	I(m)	$\lambda$	$\alpha$	Nu*(KN)	Br cal(m <sup>2</sup> )	Br adop(m <sup>2</sup> )
7 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	0.675	0.086	20.674	0.794	201.275	0.011	0.078
6 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	0.675	0.086	20.674	0.794	383.184	0.021	0.078
5 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	1.071	0.1	17.780	0.808	562.334	0.031	0.092
4 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	1.071	0.1	17.780	0.808	740.421	0.041	0.092
3 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	1.866	0.115	15.460	0.818	911.311	0.050	0.106
2 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	1.866	0.115	15.460	0.818	1081.140	0.060	0.106
1 <sup>ème</sup>	2.54	1.778	3.037	0.129	13.782	0.824	1250.830	0.069	0.163
RDC	2.54	1.778	3.037	0.129	13.782	0.824	1420.653	0.078	0.163

La condition :  $Br_{adop} > Br_{cal}$  est vérifiée, donc y'a pas de risque de flambement pour tous les poteaux de la structure.

### C) Les exigences du RPA99 version 2003 :

Le projet est implanté à Bejaia **zone IIa**, la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

- Min (b, h) = 30cm  $\geq$  25cm **vérifiée**
- Min (b, h) = 30cm  $\geq$   $h_e / 20 = 14.45$ cm **vérifiée**
- $0.25 \leq h / b \leq 4$  **vérifiée**

### Conclusion :

Le pré-dimensionnement des éléments secondaires et principaux que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

#### ✓ Plancher :

Pour le corps creux est (16+4) = 20 cm

#### ✓ Pour les dalles pleines :

e = 12cm pour les balcons et épaisseur de paillasses

e = 15cm pour la dalle intérieure

#### ✓ Poutres :

Poutres principales : 30\* 35 cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires : 30\*30cm<sup>2</sup>

Poutres de chinage : 25×30 cm<sup>2</sup>

#### ✓ Escalier :

Paliers : e = 12 cm

Volées e = 12 cm

#### ✓ les voiles e = 15 cm pour tout les étages

#### ✓ Poteaux

Poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage: 45\*40cm<sup>2</sup>

Poteaux de l'étage 2<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> : 40\*35cm<sup>2</sup>

Poteaux des étages 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> : 35\*30cm<sup>2</sup>

Poteaux des étages 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> : 30\*30cm<sup>2</sup>

# **Chapitre III**

## **Étude des éléments secondaires**

### III .1.Introduction

Concernant ce chapitre on s'intéressera uniquement sur l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement afin d'évaluer les charges sur l'élément considéré et calculer les sollicitations les plus défavorables pour déterminer la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges.

### III.2. Plancher

#### III.2.1:Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

#### ✓ Calcul des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- méthode forfaitaire
- méthode de Caquot
- méthode RDM

#### ➤ Méthode forfaitaire (annexe E de BAEL 93) :

Cette méthode est applicable si la condition suivante est vérifiée :

- 1- Les méthodes s'appliquent aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque  $Q \leq \min(2 \times G, 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre
- 3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- 4- La fissuration est considérée peu nuisible (FTN)

#### ✓ Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée  $m_t$  et les moments en valeur absolue sur appuis gauche et de droite respectivement  $m_g$  et  $m_d$  doivent vérifier :

$$- m_t + \frac{m_g + m_d}{2} \geq \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) m_o$$

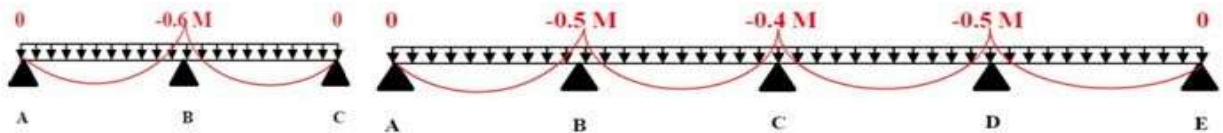
$$- m_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} m_o \dots\dots\dots \text{pour travée de rive}$$

$$m_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} m_o \dots\dots\dots \text{pour la travée de rive}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être ou moins égale à :

1. -0,6  $m_o$  : sur appuis centrale pour une poutre à deux travées
2. -0,5  $m_o$  : sur les appuis voisins des appuis de rive
3. -0,4  $m_o$  : sur les appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées



Avec : MO moment isostatique maximal dans la travée

**Remarque :** les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucune ferrailage) sauf **BAEL91** exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

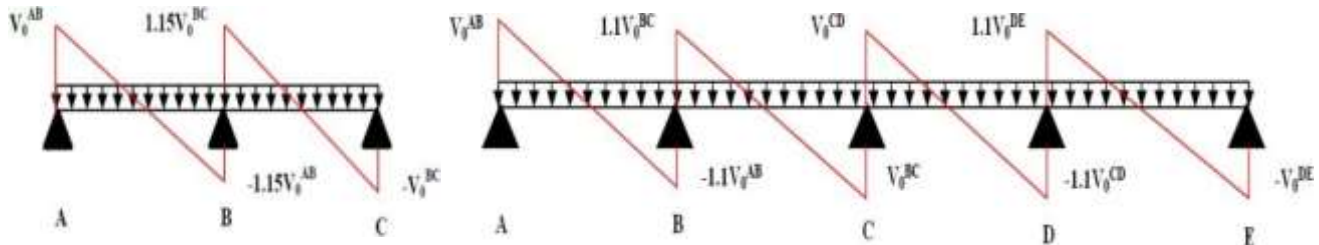
$$M_a = -0,15 \times m_o \text{ avec } m_o = \max (m_o^1 ; m_o^2)$$

➤ **Les efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = v_0 = \frac{ql}{2} \text{ sur tous les sauf les appuis voisin de rive ou :}$$

$$V = 1,15 v_0 : \text{ pour une poutre à deux travée}$$



$$V = 1,10 v_0 : \text{ pour une poutre à plusieurs travée}$$

**Méthodes de Caquot (annexe E.2 du BAEL91) :**

Cette méthodes applicable si la charge d’exploitation relativement élevé :

$$Q \geq \min ( 2 \times G , 5 \text{ KN/m}^2 )$$

Le principe repose sur les méthodes des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d’inertie des sections transversales
- L’amortissement des effets de chargement de la travée sur les poutres

➤ **Calcul des moments**

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = m_o(x) + m_g (1 - \frac{x}{l}) + m_d (\frac{x}{l})$$

$$M_o(x) = \frac{qx}{2}(1-x) ; x_o = \frac{l}{2} - \frac{m_g - m_d}{ql} \text{ et } m_t^{\max} = m(x_o)$$

• **les moment ou appuis**

$$m_a = - \frac{qg \times l'_g + qd \times l'_d}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$l'_g, l'_d$  : longueurs fictives

$q_g, q_d$  : charge répartie sur 2 travée encadrant l’appui considéré

$l' = 0,8$  : travée intermédiaire

$l' = 1$  : travée de rive

➤ **L’effort tranchant :**

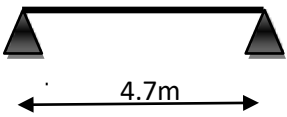
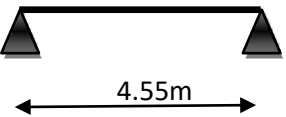
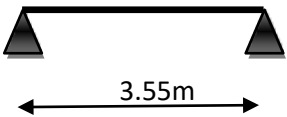
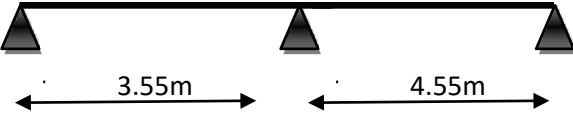
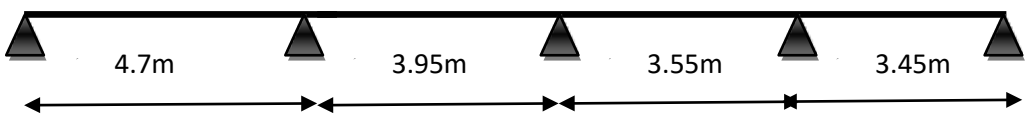
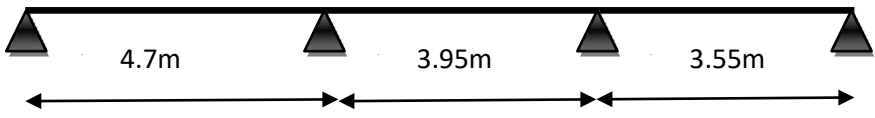
$$V = \frac{pu \times li}{2} + \frac{md - m_g}{li} \dots \dots \dots \text{(BAEL)}$$

**Remarque :** si l’une des 3 conditions n’est pas vérifiée, on applique la méthodes de Caquot minoré

➤ Les différents types des poutrelles

On a 6 types des poutrelles :

Tableau III.1 : types des poutrelles

Type	Schéma statique	Etage
Type1		Etage1
Type2		Etage2
Type3		Etage3
Type4		Etage4
Type5		Etage5
Type6		Etage6

- Choix de la méthode de calcul des sollicitations  
On dispose dans nos types, deux natures de poutrelles :
  - Poutrelle isostatique : le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM
  - Poutrelle continue : le calcul des sollicitations se fait par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot

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

**Tableau III.2: choix des méthodes de calculs des différents types des poutrelles**

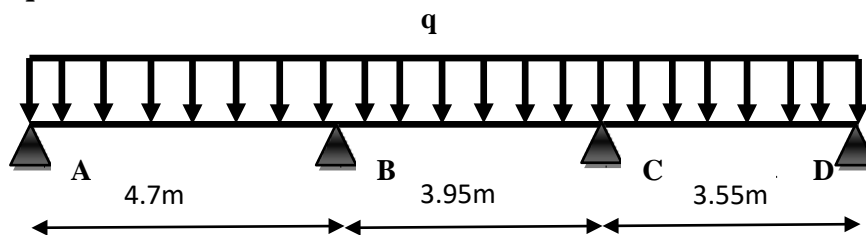
Types de poutrelle	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthodes adoptée
Type 6	Vérifier	$Q^{max} \leq \min(5kn/m^2, 2G)$ $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ ; $I = \text{constant}$	Méthode forfaitaire
Type 1, 2,3	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM
Type 4,5	Non vérifiée	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

On va étudier un exemple de calcul pour chaque méthodes (forfaitaire, Caquot, RDM)

➤ **Méthodes forfaitaire :**

Calcul des sollicitations dans la poutrelle ( type6 étage courante)

Schéma statique :



**Tableau III.3 : calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'action**

Désignateur	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q(kn/m <sup>2</sup> )	Lo(m)	Charge revenant sur la poutrelle(kn/m)	
Plancher étage courant	5,11	1,5	0,65	Elu	$Q_u = p_u \times l_0$ $Q_u = (1,35g + 1,5q) \times 0,65$ $Q_u = 5,94$
				Els	$Q_s = p_s \times l_0$ $Q_s = (g + q) \times 0,65$ $Q_s = 4,29$

Calcul des sollicitations

En utilisant la méthode forfaitaire on calcul des sollicitations

**Moment isostatique :**

**A L'ELU**

Travée AB :  $m_{0}^{AB} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{5,94 \times 4,70^2}{8} = 16,421$

Travée BC :  $m_{0}^{BC} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,95^2}{8} = 11,599$

$$\text{Travée CD} = m_{0}^{CD} = \frac{pu \times l^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,55^2}{8} = 9,368$$

AL'ELS

$$\text{Travée AB} : M_{0}^{AB} = \frac{ps \times Lab^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,70^2}{8} = 11,865$$

$$\text{Travée BC} : M_{0}^{Bc} = \frac{ps \times Lab^2}{8} = \frac{4,29 \times 3,95^2}{8} = 8,38$$

$$\text{Travée CD} : M_{0}^{cd} = \frac{ps \times Lcd^2}{8} = \frac{4,29 \times 3,55^2}{8} = 6,769$$

**MOMENTS AUX APPUIS :**

**APPUIS DE RIVE :** au niveau des appuis de rive, le moment est nul , mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à  $0,15 \times m_0$ .

$$\text{Avec : } M_0 = \max (M_0^{AB} ; M_0^{CD} )$$

Donc

$$\text{ELU : } M_U^{\text{RIVE}} = - 2,46 \quad ; \quad \text{ELS : } M_s^{\text{rive}} = -1,78$$

**Appuis intermédiaire :**

$$\text{AL'ELU : } MB = -0,5 m_0 = -0,5 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -8,211$$

$$MC = -0,5 m_0 = -0,5 \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -5,8$$

$$\text{AL'ELS : } MB = -0,5 m_0 = -0,5 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -5,933$$

$$MC = -0,5 m_0 = -0,5 \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -4,19$$

**Remarque :** les moments aux appuis sont négatifs mais pour les calculs de (mt) par la méthode forfaitaire, on les remplace par leurs valeurs absolues.

➤ **Les moments en travée :**

$$\text{On a : } mt + \frac{mg+md}{2} \geq \max ((1+0,3 \alpha) ; 1,05) m_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} m_0 \text{ (travée de rive) } \dots \dots \dots (2)$$

$$Mt \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} m_0 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{1,5+5,11} = 0,227$$

$$(1+0,3 \times \alpha) = 1,0681$$

$$\left(\frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2}\right) = 0,634$$



Travée AB :

$$M_t^{AB} \geq 1,068m_0 - 0,25m_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq 0,8181m_0$$

$$M_t^{AB} \geq 0,634 m_0 \dots\dots\dots (2)$$

On va prendre la valeur maximale Entre (1) et (2) soit

$$M_t^{AB} \geq 0,8181m_0$$

Elu :  $m_t^{AB} = 13,434$       ELS :  $m_t^{AB} = 9,707$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{m_b + m_c}{2} \geq \max(1,05 ; 1,068)m_0^2$$

$$m_t^{bc} \geq 1,068 m_0^2 - \frac{m_b + m_c}{2} \quad \text{avec : } m_b = m_c = -0,5 m_0^2$$

$$m_t^{bc} \geq 0,568 m_0^2 \dots\dots\dots (1)$$

bc : travée intermédiaire

donc :  $m_t^{bc} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} m_0^2$

$$m_t^{bc} \geq 0,534 m_0^2 \dots\dots\dots (2)$$

entre (1) et (2) , on prend  $m_t^{bc} = 0,568 m_0^2$

AN : ELU = 6,194    ; ELS = 4,475

**Travée CD**

$$M_t^{cd} + \frac{m_c + m_d}{2} \geq \max(1,05 ; 1,068) m_0^2$$

$$m_t^{bc} \geq 1,068 m_0^2 - \frac{m_c + m_d}{2} \quad \text{avec : } m_c = -0,5 m_0^2 ; m_d = 0$$

$$m_t^{cd} \geq 0,818 m_0^2 \dots\dots\dots (1)$$

Cd : travée de la rive

Donc :  $m_t^{cd} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} m_0^2$

$$m_t^{bc} \geq 0,634 m_0^2 \dots\dots\dots (2)$$

Entre (1) et (2), on prend  $m_t^{bc} = 0,818m_0^2$

AN : ELU = 7,106    ; ELS = 5,135

LES EFFORTS TRANCHANTS : ont vas calculée a l'elu avec majoration 10% pour les appuis voisin de rive

Travée AB :

$$V_a = + \frac{q \times l}{2} = 13,975$$

$$V_B = - \frac{1,1q \times l}{2} = -15,373$$

Travée BC :

$$V_B = + \frac{1,1q \times l}{2} = 12,92$$

$$V_C = - \frac{1,1q \times l}{2} = -12,92$$

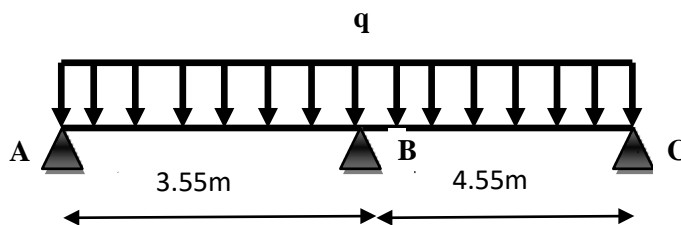
Travée CD

$$V_C = + \frac{1,1q \times l}{2} = 11,57$$

$$V_D = - \frac{q \times l}{2} = -10,55$$

➤ Méthodes de Caquot :

Calcul des sollicitations dans la poutrelle (type4 (terrasse inaccessible



$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,55}{4,55} = 0,78 \notin [0,8 ; 1,25] \dots \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On applique la méthode Caquot minorée, en remplace G par G' dans le calcul des moments aux appuis

Tableau III.4 : charge revenant au poutrelle

Désignateur	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q ( KN/m <sup>2</sup> )	Lo(m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )	Charg revenant sur la poutrelle (KN/m <sup>2</sup> )
Planche TI	4,35	1	0,65	ELU pu=7,32	qu=4,79
				ELS ps=5,35	qs=3,48

Calcul des moments

- Moment aux appuis

$$\text{Avec : } G' = \frac{2}{3} G$$

- Appuis de rive ELU : 12,395 KN. m

$$M_A = M_C = -0,15 m_0 \quad \text{avec : } m_0 = \quad \text{ELS : 9 KN.m}$$

$$\text{D'où } M_A = M_C = \text{ELU : 1,85 KN.M}$$

$$\text{ELS : 1,35 KN.M}$$

- Appuis intermédiaire

$$\text{ELU : } - \frac{4,79 \times (3,55^3 + 4,55^3)}{8,5 \times (3,55 + 4,55)}$$

$$MB = -\frac{q' \times l^3 + q' \times l^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} = \text{ELS} : -\frac{3,48 \times (3,55^3 + 4,55^3)}{8,5 \times (3,55 + 4,55)}$$

$L'g = lg ; l'd = ld \dots\dots\dots$  (travée de rive)  
 ELU : - 9,676

MB = ELS : -7,022

• **Moment en travée :**

$$M(x) = m_o(x) + m_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_o(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (L - x) ; \text{ tel que } x = \frac{Li}{2} - \frac{Mg - Md}{q_u \times Li}$$

**Travée AB :**

$X = \frac{3,55}{2} + \frac{-9,676}{6,705 \times 3,55} = 1,368 \text{ m} ; m_o(x) = \frac{6,705 \times 1,358}{2} (3,55 - 1,368) = 9,93 \text{ KN.M}$   
 ELU :  $M_t^{AB} = 9,93 + (-9,676) \times (\frac{1,368}{3,55}) = 6,201 \text{ KN.M}$   
 ELS :  $M_t^{AB} = 4,598 \text{ KN.M}$

**Travée BC :**  
 $X = 2,592 \text{ m} ; M_o(x) = 17,01$   
 ELU :  $mt^{bc} = 12,84$                       ELS :  $mt^{bc} = 9,396$

➤ **Efforts tranchants :**

$$V = \frac{q_u \times Li}{2} - \frac{mg - md}{Li}$$

**Travée AB**

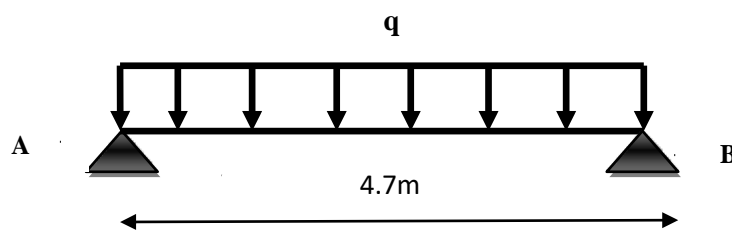
$Va = \frac{6,705 \times 3,55}{2} - \frac{0 - (-9,676)}{3,55}$   
 $Vb = -\frac{6,705 \times 3,55}{2} - \frac{0 - (-9,676)}{3,55}$

**travée BC :**

$Va = \frac{6,705 \times 3,55}{2} - \frac{0 - (-9,676)}{3,55}$   
 $Vb = -\frac{6,705 \times 3,55}{2} - \frac{0 - (-9,676)}{3,55}$

➤ **Méthodes RDM :**

Calcul les sollicitations dans la poutrelle de type 01 étage courante



**Tableau III.5 : calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions**

Désignateur	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q( KN/m <sup>2</sup> )	Lo(m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m <sup>2</sup> )
Planche	6,53	1	0,65	ELU pu=10,3155	qu=6,705
				ELS ps= 7,53	qs=4,894

• **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_B = M_U^A = M_U^B = -0,15 \frac{(6,705 \times 4,70^2)}{8} = -2,77 \text{ KN.M}$$

$$M_s^A = M_s^B = -0,15 \frac{(4,894 \times 4,70)^2}{8} = -2,03 \text{ MN.M}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad M^u = 18,51 \quad M^s = 13,51$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V = \frac{q \times l}{2} \quad V^U = 15,75 \text{ KN.M} \quad V^S = 11,5 \text{ KN.M}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximale à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelle par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent

**Tableau III.6 : Les sollicitations des différents types de poutrelle**

TYPE	Méthodes	ELU				ELS		
		Evaluation des moments			Vu (kn)	Evaluation des moments		
		$m_{a(kn.m)}^{rive}$	$m_{a(kn.m)}^{inter}$	$m_{t(kn.m)}$		$m_{a(kn.m)}^{rive}$	$M_{a(kn.m)}^{inter}$	$M_{t(kn.m)}$
<b>Type 1</b>	RDM	-2,77	/	18,51	15,75	-2,02	/	13,51
<b>Type4</b>	Caquot	-1,86	-9,67	12,85	17,37	-1,34	-7,02	9,39
<b>Type5</b>	Caquot	-1,98	-9,71	13,97		-1,44	-7,05	10,22
	max	-2,77	-9,71	18,51	17,37	-2,02	-7,05	13,51

**Tableau III.7: Les sollicitations maximal des différents types de poutrelle**

TYPE	Méthodes	ELU				ELS		
		Evaluation des moments			Vu (kn)	Evaluation des moments		
		$m_{a(kn.m)}^{rive}$	$m_{a(kn.m)}^{inter}$	$m_{t(kn.m)}$		$m_{a(kn.m)}^{rive}$	$M_{a(kn.m)}^{inter}$	$M_{t(kn.m)}$
<b>Type1</b>	RDM	-2,46	/	16,42	13,97	-1,78	/	11,86
<b>Type2</b>	RDM	-2,30	/	15,37	13,53	-1,66	/	11,11
<b>Type3</b>	RDM	-1,40	/	9,36	10,55	-1,01	/	6,77
<b>Type4</b>	Caquot	-1,72	-8,97	11,22	15,49	-1,23	-6,43	8,13
<b>Type5</b>	Caquot	-1,84	-9,02	12,22	15,89	-1,32	-6,46	8,85
<b>Type6</b>	Forfaitaire	-2,46	-8,21	13,43	15,37	-1,78	-5,93	9,71
	<b>Max</b>	-2,46	-8,97	16,42	15,89	-1,78	-6,46	11,86

✓ **Ferraillage des poutrelles**

Ferraillage longitudinal

Les poutrelles vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales.

EXEMPLE DE CALCUL ( type 5 terrasse inaccessible )

**Données :**

Fe = 400 MPA ;  $f_{c28} = 25$  MPA ; h = 20cm ; ho = 4 cm ; fbu = 14,2 MPA ; b = 65 cm ; bo = 10 cm

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 18,51 \\ M_a^{int} = -9,71 \\ ( M_a^{rive} = -2,77 ) \\ v = 17,37 \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 13,51 \\ M_a = -7,05 \end{array} \right.$$

✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 59,07 \text{ KN.M} > M_{tu} = 18,51$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b \times h$  (0,65×0,2)

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{F_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01851}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,061 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot A (A'=0)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061} \right] = 0,078$$

$$Z = 0,18(1 - 0,4(0,078)) = 0,174$$

$$A_t = \frac{18,51 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_t^{min} = 1,421 \text{ cm}^2 < A_t = 3,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif, donc on va considérer une section ( $b_0, h$ ) ; (0.1 ; 0.2) m<sup>2</sup>

• **Appuis intermédiaire :**

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{F_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00971}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,211 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$U_{bu} = 0,211 < 0,379 \Rightarrow (A'=0)$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times u_{bu}} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,211} \right] = 0,299$$

$$Z = 0,18(1 - 0,4(0,299)) = 0,158$$

$$A_t = \frac{9,71 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification les conditions non fragilité :**

$$A_t^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_t^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_t = 1,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\text{On prend : } A_s = 1 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 10 = 1,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,92 \text{ cm}^2$$

• **Appuis de rive**

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{F_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,00277}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,06 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A (A'=0)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}] = 0,077$$

$$Z = 0,18(1 - 0,4(0,077)) = 0,174$$

$$At = \frac{2,77 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,457 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification les conditions non fragilité :**

$$At^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{Ft28}{fe} \quad \text{avec} \quad Ft28 = 0,6 + 0,06Fc28 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$At^{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < At = 0,457 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

On prend :  $As = 1HA 10 = 0,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow As = 0,79 \text{ cm}^2$

➤ **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \leq \min(\phi^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(10 ; 5,71 ; 10) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow At = 2\phi^2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a l'ELU :**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$r_u = \frac{v \times u \times \sigma}{b_0 \times d} \Rightarrow r_u = \frac{17,37 \times 10^{-3}}{(0,1 \times 0,18)} = 0,96 \text{ MPA}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{r} = \min(\frac{r_u}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

Donc :  $r_u \leq \bar{r} \rightarrow$  pas de risque de cisaillement

**Espacements (st) :**

**L'espace est défini par les trois conditions suivant**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{At \times fe}{0,4 \times b_0} \Rightarrow st \leq 57 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,8 \times At \times fe}{b_0(cu - 0,3 \times ft28)} \Rightarrow st \leq 57$$

✓ **Vérification de l'armature longitudinale Al vis-à-vis de l'effort tranchant vu :**

• **Appuis de rive :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\beta}{fe} \times Vu \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 17,37 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,49 \text{ cm}^2$$

Donc :  $Al = 2HA8 + 2HA10 = 2,58 \text{ cm}^2 \geq 0,47$

• **Appuis intermédiaire**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( v_u + \frac{m_u^{inter}}{0,9d} \right) \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \left( 17,37 \times 10^{-3} + \frac{0,00971}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,22 < 0 \Rightarrow$  pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment

✓ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min[0,9d; (\text{longueur de l'appui} - 4) \text{ cm}] = 16,2 \text{ cm}$$

Donc :  $v_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \rightarrow 17,37 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^{-3}$   
 $16,44 \text{ kN} \leq 108,135 \text{ kN} \dots\dots\dots$  Condition a vérifié

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$r_u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{r} = 3,33 \text{ MPA avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$r_u = 1,07 \text{ mpa} < \bar{r} = 3,33 \text{ mpa} \dots\dots\dots$  Condition vérifié

Donc ya pas risque de rupture à la jonction table nerver

✓ **Vérification à L'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans l'aciers n'est pas nécessaire , les vérification concernées sont les suivant :

- Vérification des contraintes
- Vérification de la flèche

✓ **Vérification des contraintes**

- **En travée**

**Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h^2}{2} - 15A(d - h_0) = -191,9 \text{ cm}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre dans la nervure  $\Rightarrow$  section en **T**

**Calcul de Y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 270,85y - 2155,3 = 0 \rightarrow y = 7,04$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \rightarrow I = 13152,91 \text{ Cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13,51 \times 10^{-3}}{13152,91 \times 10^{-8}} 7,04 \times 10^{-2}$$

$\sigma_{bc} = 7,23 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_c = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  condition vérifier

✓ **En appuis intermédiaire :**

**Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h^2}{2} - 15A(d - h_0) = 45,4 \text{ cm}^3 > 0$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table  $\Rightarrow$  section rectangulaire(b×h)

**Calcul de Y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0 \rightarrow y = 8,16$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \rightarrow I = 5093,51 \text{ Cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,51 \times 10^{-3}}{5093,51 \times 10^{-8}} 8,16 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 12,03 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_c = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

✓ **Vérification de la flèche**

• **Condition de la vérification de la flèche**

**Donnée**

L=4,70 m ; h=0,2 m ; M<sub>os</sub>=M<sub>ts</sub> =13,51Kn.m (isostatique)

L'article (BAEL B.6.5, 1) exige de vérifier les conditions suivantes :

1  $h \geq \frac{M_{ts}}{15M_{ts}} \times L$  ; 0,20 < 0,31 ..... non vérifier

2  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e}$   $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifier}$

3  $L < 8\text{m}$   $\Rightarrow l=4,70\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$\Delta f \leq f ; l < 5\text{m} \rightarrow f = \frac{l}{500} = \frac{4,70}{500} = 9,4 \text{ mm}$$

$\Delta f$  : Selon le BAEL, La flèche a calculé en considérant les propriétés du béton armé.

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

- $f_{gv}, f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totale différées et instantanées respectivement.
- $f_{ji}$  : Flèches dues aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- $f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jse} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \Rightarrow$  la charge permanente ou moment de la mise en œuvre des cloisons.
- $q_{gser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 6,53 = 4,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \Rightarrow$  la charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pse} = 0,65 \times (G + Q) = 0,65 \times 7,53 = 4,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \Rightarrow$  la charge permanente et la surcharge d'exploitation qui revient à la poutrelle.

Poutre isostatique :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l_0^2}{8} \rightarrow \begin{cases} M_{jser}^j = q_{jser} \times \frac{l_0^2}{8} = 5,11 \text{ KN.m} \\ M_{gser}^g = q_{gser} \times \frac{l_0^2}{8} = 11,70 \text{ KN.m} \\ M_{pser}^p = q_{pser} \times \frac{l_0^2}{8} = 13,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : j = G- (cloisons+revêtements)= 6,53 – (1 + 2,2 + 0,12 + 0,16+0,2) = 2,85 KN/m

➤ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPA} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPA} \end{cases}$$

➤ **Coefficients  $\lambda, \mu$**



$$\lambda = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,265$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda = 0,906$$

Avec  $\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 1,88\%$

➤ Calcul des contraintes  $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{st}^j = 15 \times 5,11 \times \frac{(18-7,04)}{13152,92} = 91,50 \text{ MP}$$

$$\sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{st}^g = 15 \times 11,7 \times \frac{(18-7,04)}{13152,92} = 209,51 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{st}^p = 15 \times 13,5 \times \frac{(18-7,04)}{13152,92} = 241,75 \text{ MPA}$$

$$\mu_j = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}) = 0,59$$

$$\mu_g = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}) = 0,79$$

$$\mu_p = \max(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}) = 0,691$$

➤ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$I = \frac{b_0}{3} v_0^3 + \frac{b_0(y-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-b_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

Avec :  $v = 0,071 \text{ m}$  , d'où :  $I_0 = 20406 \text{ cm}^4$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu_j} = 9594,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8017,8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8729,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13783 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3,19 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 9,32 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 11,05 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l_0^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 17,57 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,46 \text{ mm} > f = 9,40 \text{ mm}$$

La flèche nest pas vérifiée

Tableau III.8: calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	En droit	M (Kn.m)	ubu	α	z	Acal	Amin	Aadopté
Terrasse inaccessible	travée	18,51	0,061	0,078	0,174	3,05	1,412	3,39
	Appui inter	9,71	0,211	0,299	0,158	1,76	0,217	1,92
	Appui de rive	2,77	0,060	0,077	0,174	0,457	0,2170	0,79
Etage courant+terrasses accessibles	Travée	16,42	0,054	0,069	0,175	2,69	1,412	3,05
	Appui inter	8,97	0,194	0,272	0,160	1,61	0,217	1,92
	Appui de rive	2,46	0,053	0,068	0,175	0,403	0,217	0,79

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELS) :

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.9: vérification des contraintes à l'ELS**

Niveau	En droit	$M_s(kn.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I_{(cm)^4}$	$\sigma \leq \sigma$ MPa	observation
Terrasse inaccessible	travée	13,51	3,39	7,04	13152,91	7,23	Vérifier
	appui	-7,05	2,26	8,16	5093,51	12,03	vérifier
Étage courant+terrasse accessible	travée	11,86	3,05	4,39	10306,38	5,05	vérifier
	appui	-6,46	1,92	7,7	4577,17	10,86	vérifier

**Tableau III.10: vérification de flèche**

Niveau	Terrasse inaccessible	Etage courant +terrasse accessible
$L (m)$	4,70	4,70
$q_{j ser}(KN/m)$	1,85	1,85
$q_{g ser}(KN/m)$	4,24	3,32
$q_{p ser}(KN/m)$	4,89	4,29
$M_{ser}^j (KN.m)$	5,11	5,11
$M_{ser}^g (KN.m)$	11,70	9,17
$M_{ser}^p (KN. m)$	13,70	11,84
$I (cm^4)$	14458	14458
$I_0 (cm^4)$	47769	47769
$\lambda_i$	32456,6	32456,60
$\lambda_v$	10818,86	10818,86
$\sigma_{st}^j (MPa)$	69,92	69,92
$\sigma_{st}^g (MPa)$	160,10	125,34
$\sigma_{st}^p (MPa)$	155,31	162,02
$\mu_j$	0,60	0,6
$\mu_g$	0,80	0,75
$\mu_p$	0,79	0,8
$I_{fji} (cm^4)$	26224	26224
$I_{fgi} (cm^4)$	22528	23313
$I_{fpi} (cm^4)$	22615	22494
$I_{fgv} (cm^4)$	34276	34994
$f_{ji} (cm)$	1,33	1,33
$f_{gi} (cm)$	7.032	5,39
$f_{pi} (cm)$	3,44	3,61
$f_{gv(cm)}$	3,56	2,69
$\Delta f (cm)$	7,1	5,7

$f_{adm}(cm)$	9,40	9,4
observation	vérifier	Vérifier

**Remarque :**

- ✓ Au niveau de la terrasse inaccessible la flèche n'est pas vérifiée. avec une section d'armature  $A_t = 3HA12 = 3,39cm^2$  ont augmente la section d'acier  
 On opte :  $A_t = 3H14 = 4,62cm^2$   
 Ce qui donne :  $\Delta f = 7,1cm$ ..... la flèche est vérifiée
- ✓ Au niveau de l'étage courant la flèche n'est pas vérifiée. avec une section d'armature  $A_t = 3HA12 = 3,39cm^2$  ont augmente la section d'acier  
 On opte :  $A_t = 3HA14 = 4,62cm^2$   
 Ce qui donne :  $\Delta f = 5,7cm$ ..... la flèche est vérifiée

**Tableau III.11:schéma de ferrailage des poutrelle**

	En travée	intermédiaire	Rive
TI			
EC			

**Etude de la dalle de compression :**

Barre perpendiculaire aux poutrelles :  $Lo=65m$  ;  $fe235$  Mpa (treillis soudés 'RL')

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = \frac{1,106cm^2}{ml} ; A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,40cm^2/ml$$

Barre parallèle // aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,55cm^2}{ml} = 4\phi 6 = \frac{1,13cm^2}{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \perp; st = 20cm \leq 20cm \text{ vérifier} \\ \parallel; st = 25cm \leq 30cm \text{ vérifier} \end{array} \right\}$$

on opte pour un treillis soudé  $\phi_5(150 \times 150)mm^2$

5 $\phi_6/ml$

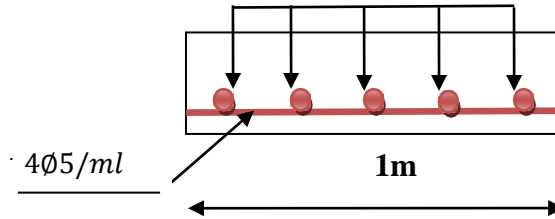


Figure III . la dalle de compression

**III.2.2 :Dalle pleines :**

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Lx : la plus petite dimension du panneau.

Ly : la plus grande dimension du panneau.

✓ **Les différentes dalles**

**Tableau III.12:Données des différents types de dalle pleine ;**

types	Lx(m)	Ly(m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
D1	0.9	1.5	0.6	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
D2	0.6	3.1	0.19	/	/	/	/
D3	3.1	3.35	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
D4	3.35	3.5	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
D5	1.5	4.45	0.33	/	/	/	/
D6	1.5	3.8	0.39	/	/	/	/
D7	0.3	2	0.15	/	/	/	/

**2.2.1. Calcul de sollicitation**

✓ **Dalle sur 04 appuis**

Lx=3.35m ; Ly=3.5m

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.35}{3.5} = 0.95 > 0.4$$

La dalle travaille selon 02 sens.

G=5.11 kn/m<sup>2</sup> ; Q=1.5 kn/m<sup>2</sup>.

ELU : qu=1.35G+1.5Q→qu=9.148kn/m<sup>2</sup>

ELS : qs=G+Q→ qs=6.61kn/m<sup>2</sup>

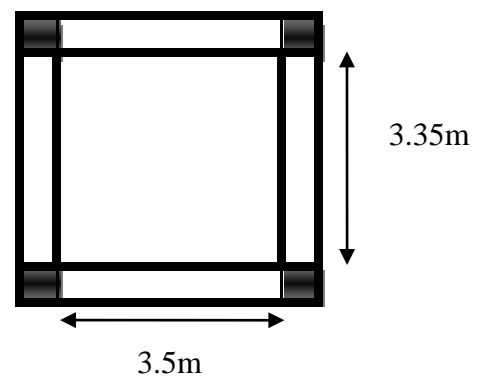


Figure III.1.schéma statique de la dalle sur 04 appuis

Pour une bonde de 1ml→ $\left\{ \begin{array}{l} qu = 9.148kn/m \\ qs = 6.61kn/m \end{array} \right.$

$$ELU: \rho = 0.95 \left\{ \begin{array}{l} \mu x = 0.0410 \\ \mu y = 0.8875 \end{array} \right. ;$$

$$ELS: \rho = 0.95 \left\{ \begin{array}{l} \mu x = 0.0483 \\ \mu y = 0.9236 \end{array} \right. \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{AnnexeII}$$

**ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu x \times qu \times \ell \\ M_0^y = \mu y \times M_0^x \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 3.489KN.m \\ M_0^y = 3.096KN.m \end{array} \right.$$

**ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu x \times qs \times l^2 x \\ M_0^y = \mu y \times M_0^x \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 2.969KN.m \\ M_0^y = 2.742KN.m \end{array} \right.$$

Moment en travée :

**ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.75 M_0^x \\ M_t^y = 0.75 M_0^y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 2.616KN.m \\ M_t^y = 2.322KN.m \end{array} \right.$$

**ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.75 M_0^x \\ M_t^y = 0.75 M_0^y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 2.226KN.m \\ M_t^y = 2.056KN.m \end{array} \right.$$

• **Moment en appuis :**

$$ELU: M_a^x = -0.5 M_0^x = -1.308KN.m$$

$$ELS: M_a^y = -0.5 M_0^y = -1.113KN.m$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

Sens parallèle Lx :  $\rightarrow d = e - c = 0.15 - 0.02 \rightarrow d = 0.13m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.616 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0109 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.0137$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.1292m$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{Z f_{st}} = \frac{2.616 \times 10^{-3}}{0.1292 \times 348} = 0.581cm^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho \left( \frac{b e}{2} \right)^{3-\rho} \text{ Avec : } f e = 400 \rightarrow \rho = 0.0008$$

$$A_{tx}^{min} = 1.23cm^2$$

$A_{tx}^{min} > A_{tx}$  : Donc on ferraille la travée avec  $A_{tx}^{min}$

On adopte : 5HA10 = 3,93cm<sup>2</sup>

$$\text{Calcul de l'espacement : } St = \frac{100}{5} = 20cm \leq \min(3e; 20cm)$$

$St = 20cm$  ... .. condition verifie

Sens parallèle Ly :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.322 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0097 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0121 \Rightarrow Z = 0.1293m$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^y}{Z f_{st}} = \frac{2.322 \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} = 0.516cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho \left( \frac{b e}{2} \right)^{3-\rho} = 1.2cm^2$$

$A_{tx}^{min} > A_{tx}$  : Donc on ferraille la travée avec  $A_{tx}^{min}$

On adopte : 5HA10 = 3,93cm<sup>2</sup>

$$\text{Calcul de l'espacement : } St = \frac{100}{5} = 20cm \leq \min(3e; 20cm) ; St = 20cm$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans Le tableau suivant :

**Tableau III.13: Calcul des armatures en travées et en appuis de la dalle D4.**

En travée								
sens	Mt(kn.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(cm)	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
X	2.616	0.0109	0.0137	0.1292	0.581	1.23	5HA10 =3,93	20
Y	2.322	0.0097	0.0121	0.1293	0.516	1.2	5HA10 =3,93	20
En appuis								
sens	Ma(kn .m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(cm)	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
X	-1.308	0.0072	0.0091	0.1295	0.387	1.23	5HA10 =3,93	20
Y	-1.308	0.0064	0.0081	0.1295	0.343	1.2	5HA10 =3,93	20

**Vérification à L'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$r_u \leq \bar{r} \Rightarrow r_u = \frac{V}{bd} \leq r = 0.07 \frac{fc28}{\gamma_B}$$

**Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{max} = \frac{Pu \times Ly}{2} \frac{1}{1 + 2} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 9.30 \text{ KN} \\ V_y = 9.923 \text{ KN} \end{cases} \\ \rho = 0.95 \end{array} \right.$$

$$r_u = \frac{9.923 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.076 \text{ MPA} < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPA} \dots \text{pas de rupture par cisaillement}$$

**Vérification à l'ELS :**

**En Travée**

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0.6fc28 = 15 \text{ MPA}$$

Sens parallèle X :

Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 766,35 = 0$$

$$y = 3,69 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 3,69^3 + 15 \times 1.51(13 - 3,69)^2$$

$$I = 6472,30 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 1.64 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6fc28 = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition verifie}$$

Sens parallèle Y :

Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y + 766,35 = 0$$

$$y = 3,69\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}3,69^3 + 15 \times 1.51(13 - 3,69)^2$$

$$I = 6472,30\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.51\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6f_c28 = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition verifie}$$

• **En appuis**

Les résultats d'Etat limitent de compression du béton sont résume dans Le tableau suivant :

**Tableau III.14: résultats d'Etat limitent de compression du béton en appuis**

sens	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)
X	3,69	6472,30	1.095	15
Y	3,69	6472,30	1.095	15

➤ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

Vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens X-X :

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0.0426 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition véeeifiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.16 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition véeeifiée}$$

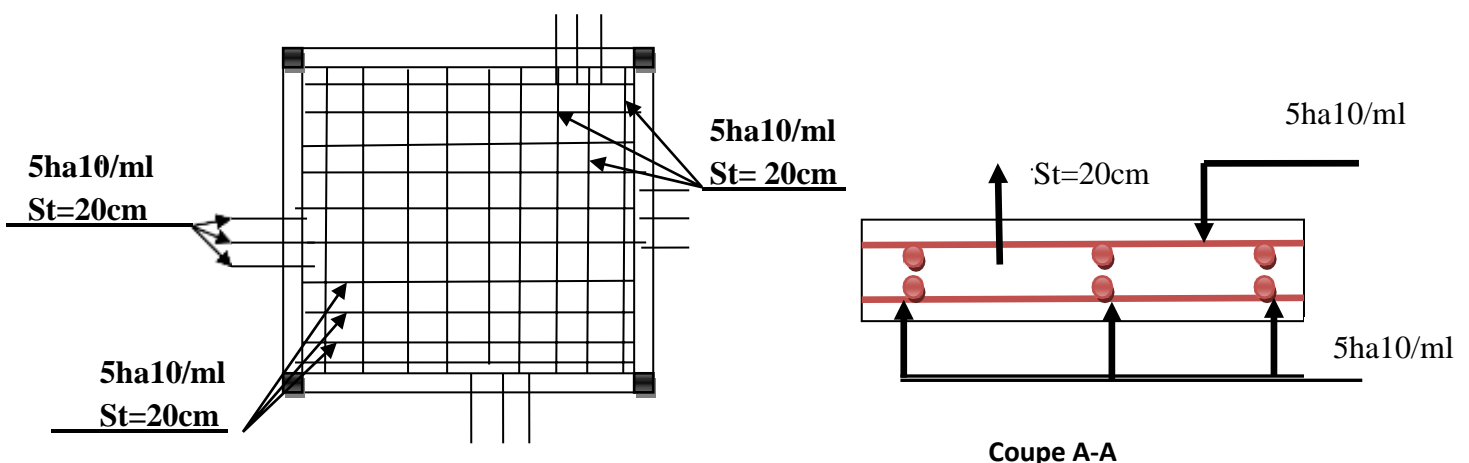
Sens Y-Y :

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0^y} \right] \Rightarrow 0.0406 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition véeeifiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.16 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition véeeifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.2: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 04 appuis**

✓ Dalle sur 02 appuis (balcon)

$L_x=1.5m ; L_y=4.45m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{4.45} = 0.33 < 0.4$

La dalle travaille suivant  $l_x$  comme une console.

$G=5.11 \text{ kn/m}^2 ; Q=3.5 \text{ kn/m}^2$

ELU :  $q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=12.148 \text{ kn/m}^2$

ELS :  $q_s=G+Q \rightarrow q_s=8.61 \text{ kn/m}^2$

Pour une bonde de 1ml  $\rightarrow \begin{cases} q_u = 12.148 \text{ kn/m} \\ q_s = 8.61 \text{ kn/m} \end{cases}$

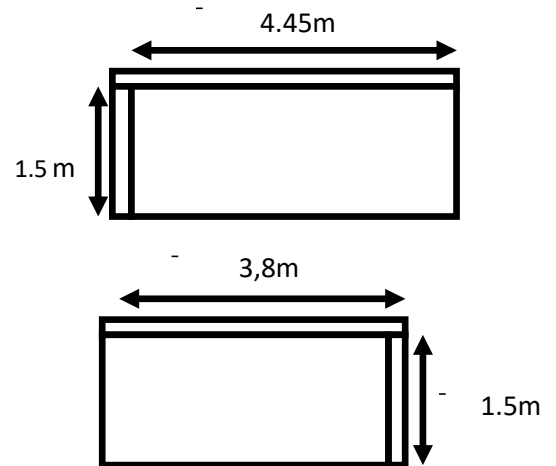


Figure III.2 .schéma statique de la dalle(05) et(06) sur 02 appuis

$P=1 \text{ KN/m}$  : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps

$P_u=1.35 \times 1=1.35 \text{ KN/m}$

✓ Calcul des moments

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12.148 \times 1.5^2}{2} + 1.35 \times 1.5 = 15.69 \text{ KN.m}$

$V_u = q_u \times l + P_u = 12.148 \times 1.5 + 1.35 = 19.57 \text{ KN}$

✓ Ferrailage

Armature principales

$b=100 \text{ cm} ; h=12 \text{ cm} ; d=10 \text{ cm} ; f_e = \text{Armature principales } 400 \text{ MPA} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$ .

Tableau III.15: Calcul de ferrailage à l'ELU de la dalle (D5)

Armature principales								
	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_t^{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2) / \text{ml}$	St(cm)
xx	15.69	0.11	0.14	0.094	4.79	1.207	5HA12=5.65	20
Armature secondaires								
yy	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$							20

✓ Vérification à l'ELU

L'effort tranchant

$r_u \leq \bar{r} \Rightarrow r_u = \frac{V}{bd} \leq r = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_B}$

$r_u = \frac{19.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.197 \text{ MPA} < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPA} \dots \text{pas de rupture par cisaillement}$

✓ Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + P_s' \times l = \frac{8.61 \times 1.5^2}{2} + 1 \times 1.5 = 11.71 \text{ KN.m}$



$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

Les résultats d'Etat limitent de compression du béton sont résume dans Le tableau suivant :

**Tableau III.16: résultats d'Etat limitent de compression du béton en appuis**

sens	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>c</sub> (MPa)
X	3.35	5001	7.85	15

➤ **Etat limite de déformation :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow \frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{11.71}{20 \times 14.26} \right] \Rightarrow 0.08 > 0.041 \dots \dots \text{condition véefiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 5.65 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \text{condition non véefiée}$$

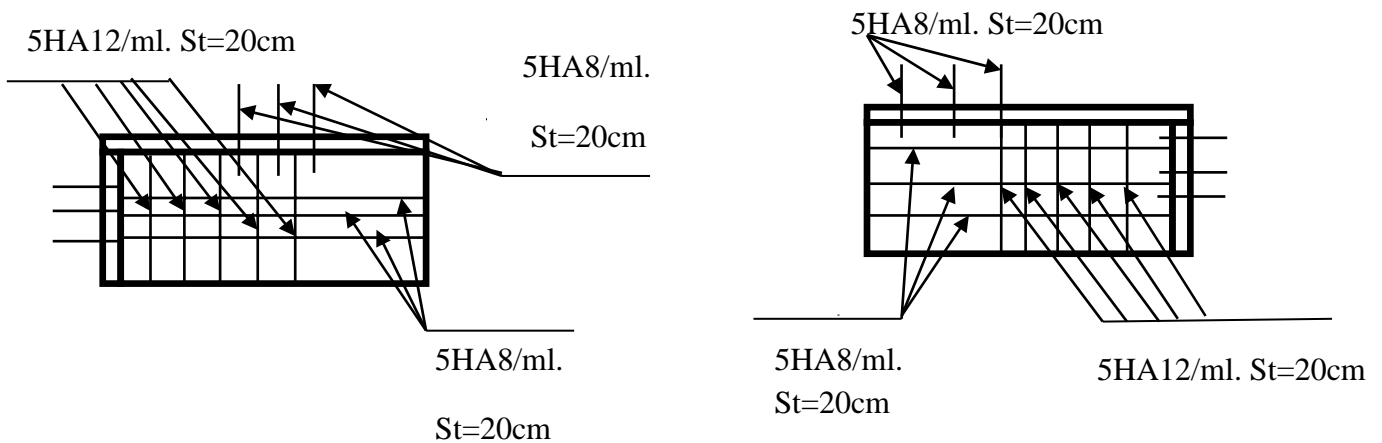
La 2éme condition n'est pas vérifiée, il faut donc vérifier la flèche.

✓ **Vérification de la flèche**

**Tableau III.17: Vérification de la flèche**

Sens	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> ≤ f	observation
X	4.903	2.603	0.549	4.253	6 ≤ 6.004	véefiée

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.4: Schéma de ferrailage dalle sur deux appuis(D5) et (D6)**

➤ **Les déférentes dalles pleines :**

Les déférentes dalles pleines seront résumées dans des tableaux

**Tableau III.18: Calcul de sollicitation**

type	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	M <sup>t</sup> <sub>x</sub> (KN.m)	M <sup>t</sup> <sub>y</sub> (KN.m)	M <sup>a</sup> <sub>xy</sub> (KN.m)	v <sub>x</sub> (KN;M)	v <sub>y</sub> (KN;M)	M <sup>t</sup> <sub>x</sub> (KN.m)	M <sup>t</sup> <sub>y</sub> (KN.m)	M <sup>y</sup> <sub>xy</sub> (KN.m)
D1	0.687	0.202	0.323	3.64	5.43	0.515	0.240	0.242
D2	2.997	/	1.49	2.429	/	2.149	/	1.07
D3	3.35	2.76	2.23	11	12.19	2.79	2.45	1.86

D7	0.951	/	0.475	1.69	/	0.792	/	0.396
----	-------	---	-------	------	---	-------	---	-------

Tableau III.19: Calcul de ferrailage à l'ELU dans les différentes dalles pleines

Armature principales									
Dalle	sens	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{t(cm^2)}^{cal}$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
D1	xx	0.687	0.004	0.006	0.099	0.198	1.152	5HA8=2.51	20
	yy	0.202	0.001	0.001	0.099	0.05	1.152	5HA8=2.51	20
	appui	0.323	0.002	0.002	0.099	0.093	0.96	5HA8=2.51	20
D2	XX	4.422	0.031	0.03	0.098	1.29	1.207	5HA8=2.51	20
	$A_{y^{répart}} = \frac{Ax}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.377cm^2 \rightarrow 5HA8 = 2.51cm^2$								
D3	XX	3.35	0.014	0.017	0.129	0.747	1.24	5HA8=2.51	20
	YY	2.76	0.011	0.014	0.129	0.615	1.2	5HA8=2.51	20
	APPUI	2.23	0.009	0.011	0.129	0.496	1.2	5HA8=2.51	20
D7	XX	0.951	0.006	0.007	0.099	0.276	1.2	5HA8=2.51	20
	$A_{y^{répart}} = \frac{Ax}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.377cm^2 \rightarrow 5HA8 = 2.51cm^2$								

Tableau III.20: résultats d'Etat limitent de compression à l'ELS des différents panneaux.

types	sens	$M_{ser}(kn.m)$	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\bar{\sigma}_c(MPA)$	Observation
D1	XX	0.687	1.91	1714.7	2.05	15	vérifier
	YY	0.202	1.91	1714.7	0.268	15	vérifier
	APPUI	0.242	1.91	1714.7	0.27	15	vérifier
D2	XX	3.204	1.91	1714.7	3.57	15	vérifier
	APPUI	2.786	1.91	1714.7	3.1	15	vérifier
D3	XX	2.79	2.21	2996.8	2.05	15	vérifier
	YY	2.45	2.21	2996.8	1.81	15	vérifier
	APPUI	1.86	2.21	2996.8	1.37	15	vérifier
D7	xx	0.792	1.91	1714.7	0.88	15	vérifier
	APPUI	0.369	1.91	1714.7	0.41	15	vérifier

➤ Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

Sens X-X ; YY

condition01: 
$$e \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] l_x$$

condition01: 
$$At \leq \frac{2bd}{f_e}$$

Tableau III.21: vérification de la flèche dans les différents panneaux

TYPE	Sens Lx			Sens Ly		
	condition01	condition02	observation	condition01	condition02	observation
D1	12 > 3.37	1.51 < 5	Vérifier	12 > 5.62	1.51 < 5	Vérifier
D2	12 > 3.37	1.51 < 5	Vérifier		1.51 < 5	Vérifier
D3	15 > 11.62	1.51 < 6.5	Vérifier	15 > 12.56	1.51 < 6.5	Vérifier
D7	12 > 1.125	1.51 < 5	Vérifier		1.51 < 5	Vérifier

Schéma de ferrailage

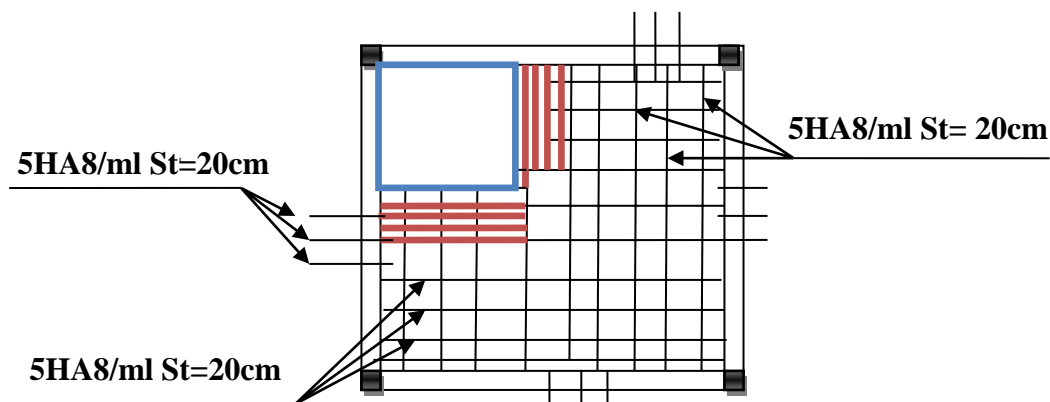


Figure III.5: Schéma de ferrailage dalle sur de04appuis(D3)

III.3. Etude des escaliers

Etude des volées 01 et 03

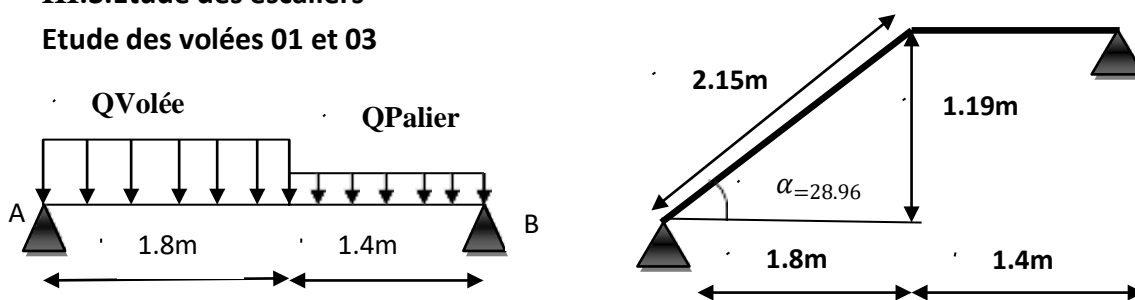


Figure III.6. schéma statique de l'escalier (la partie AB)

✓ Les charges

volée {  $G_v = 6.98 \text{ KN/m}^2$   
 $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$

palier {  $G_p = 5.52 \text{ KN/m}^2$   
 $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ Combinaison de charges :

Sur la volée 01 et 03 :

volée {  $ELU: 1.35G + 1.5Q = 13.173 \text{ KN/m}$   
 $ELS: G + Q = 9.48 \text{ KN/m}$

Sur le palier :

palier {  $ELU: 1.35G + 1.5Q = 9.852 \text{ KN/m}$   
 $ELS: G + Q = 7.02 \text{ KN/m}$

Réaction d'appuis : le calcul se fera par méthode RDM :

$$\begin{cases} \sum f_v \rightarrow RA + RB = 0 \\ \sum M/A = 0; \end{cases} \quad ELU \quad \begin{cases} RA = 20.06KN \\ RB = 17.444KN \end{cases}$$

$$ELS \quad \begin{cases} RA = 14.414KN \\ RB = 12.477KN \end{cases}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

➤ Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 1.8m$$

$$T(x) = RA - 13.173x = 20.06 - 13.173x$$

$$T(0) = 20.06KN ; T(1.8) = -3.65KN$$

$$M(x) = -6.586x^2 + 20.06x = 0 \quad T(\max) = 20.06KN$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 KN.m \\ M(1.8) = 14.76KN.m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M(\max) = 15.273KN.m \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.52m \right.$$

➤ Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 1.8m$$

$$T(x) = RB - 9.852x = 17.444 - 9.852x$$

$$T(0) = 17.444KN ; T(1.4) = 3.65KN$$

$$M(x) = -4.926x^2 + 17.444x = 0 \quad T(\max) = 17.444KN$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 KN.m \\ M(1.4) = 14.76KN.m \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M(\max) = 15.44KN.m \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.77m \right.$$

$$V(\max) = 20.06KN$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} M(\max) = 15.44KN.m \end{cases}$$

➤ Calcul des moments réels :

$$M^{max} = 0.75M^{max} \quad M^{max} = 11.58KN.m$$

$$\begin{cases} M_a^{max} = 0.5M^{max} \rightarrow M_a^{max} = 7.72KN.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple :

(b × h) = (100 × 15) cm<sup>2</sup> ; e = 15cm ; c = 2cm ; d = 10cm ; f<sub>bu</sub> = 14.2MPa ; Fe = 400MPa ; FPN.

Tableau III.22: Calcul des armatures de palier et volée

Zone	Mu(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	a	Z(cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St(cm)
travée	11.58	0.081	0.105	0.095	3.438	1.207	4HA12 = 4.52	25
appui	7.72	0.053	0.069	0.097	2.258	1.207	4HA10 = 3.14	25

Les armatures de répartition :

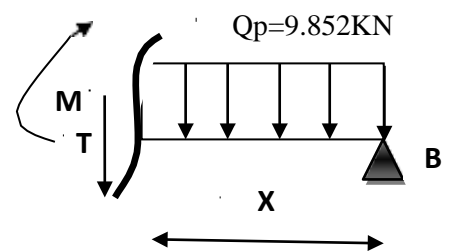
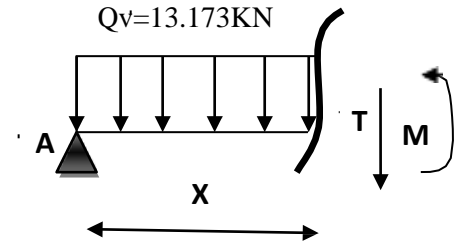
$$\text{en travée} \begin{cases} A_{rép} = \frac{A_{principe}}{4} \\ A_{rép} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml \end{cases}$$

$$\text{en appui} \begin{cases} A_{rép} = \frac{A_{principe}}{4} \\ A_{rép} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2/ml \end{cases}$$

en travée → on choisie: 5HA8 = 2.51cm/ml. St = 20cm

en appui → on choisie: 5HA8 = 2.51cm/ml. St = 20cm

➤ Vérification au cisaillement :



$$r_u \leq \bar{r} \Rightarrow r_u = \frac{V}{bd} \leq r = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_B}$$

✓ Vérification à l'effort tranchant

$$\{V_{max} = 20.06 \text{KN}$$

$$r_u = \frac{20.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.20 \text{MPa} < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{MPa} \dots \text{pas de rupture par cisaillement}$$

➤ Vérification à l'ELS :

- En Travée

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 f_c 28 = 15 \text{MPa}$$

Calcul Y et I

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d ; I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23: vérification de contrainte à l'ELS.

zone	Mser (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>c</sub> (MPa)	observation
travée	9.315	3.066	4220.6	6.767	15	vérifiée
appui	4.383	2.634	3164.7	3.648	15	vérifiée

➤ Etat limite de déformation :

➤ Vérification de la flèche :  $\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.12}{3.2} = 0.0375 < \frac{1}{16} =$

0.0625 ..... condition non vérifiée

$$\frac{e}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0} \right] \Rightarrow 0.0375 \geq 0.0375 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4.52 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée}$$

La premier condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{cm} = 6.4 \text{mm}$$

$$M_j = 3.548 \text{KN/m}$$

Les sollicitations : { M<sub>g</sub> = 6.604 KN/m

$$M_p = 9.31 \text{KN/m}$$

Tableau III.24: Vérification de la flèche

f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf <sub>t</sub> ≤ f̄	observation
0.353	0.705	0.084	0.643	0.910 ≤ 6.4	vérifiée

Δf<sub>t</sub> ≤ f̄ ..... la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage :

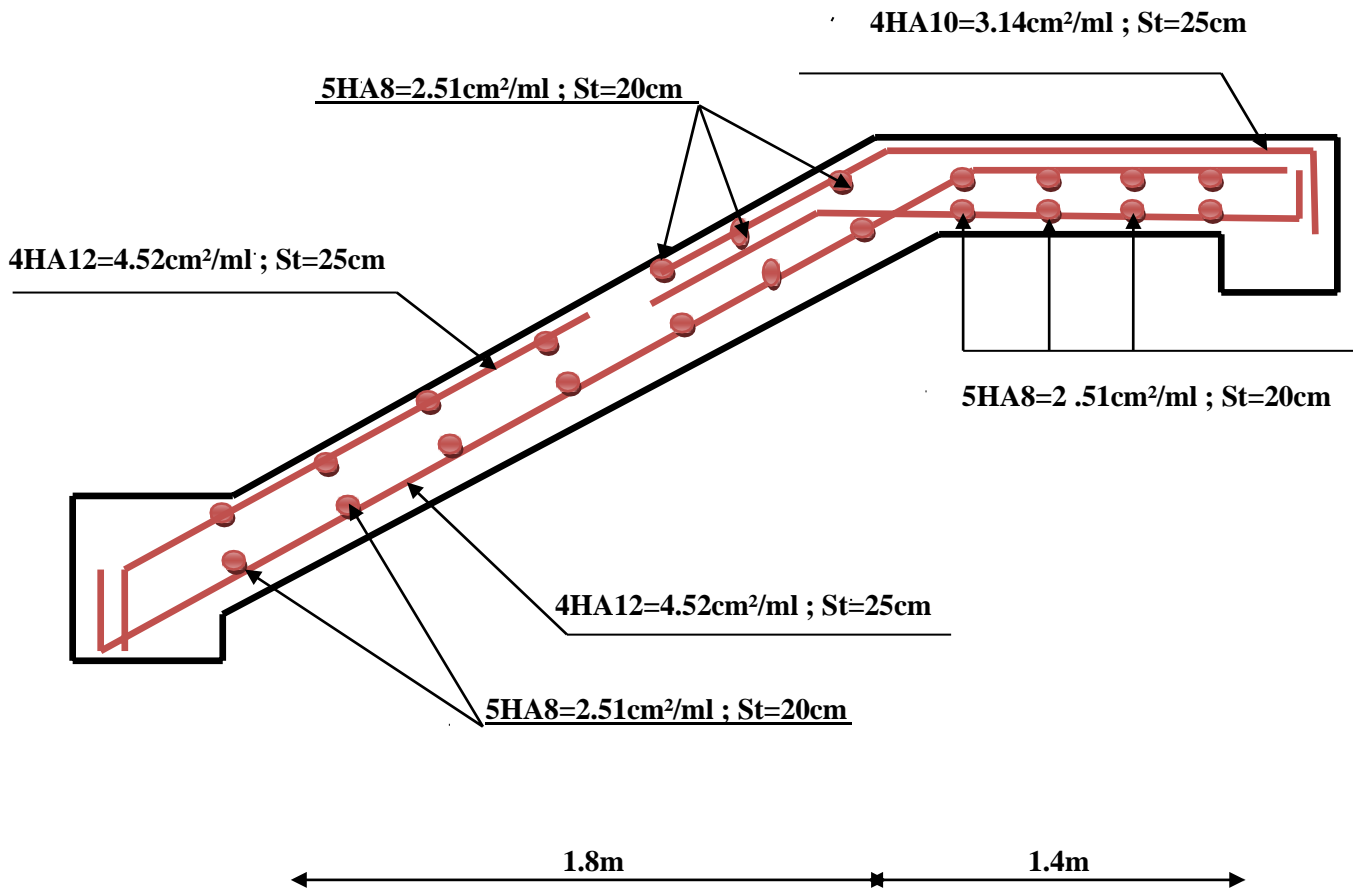


Figure III.7: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.2 .Etude du console (volée 2)

Les charges : volée  $\begin{cases} Gv = 6.98KN/m^2 \\ Qv = 2.5KN/m^2 \end{cases}$

✓ Combinaison de charges :

volée 2  $\begin{cases} ELU: 1.35G + 1.5Q = 13.173KN/m \\ ELS: G + Q = 9.48KN/m \end{cases}$

1. calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

Par la méthode de RDM en troue :

$$M_u = -\frac{13,173 \times 1,4^2}{2} = -12,90KN.m ; M_u = -\frac{9,48 \times 1,4^2}{2} = -9,29KN.m$$

2. calcul l'effort tranchant :

$$\begin{cases} Vu = 13.173 \times 1.4 = 18.442KN \\ Vs = 9.48 \times 1.4 = 13.272KN \end{cases}$$

➤ ferrailage

Tableau III.25: Calcul des armatures de volée 2

Zone	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(cm)	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
travée	12.90	0.090	0.118	0.095	3.90	1.207	4HA12 =4.52	25

Les armatures de répartition :

en travée  $\left\{ \begin{array}{l} A_{rép} = \frac{A_{principe}}{4} \\ A_{rép} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml \end{array} \right.$  on choisie: 4HA8 = 2,01cm/ml. St = 25cm

✓ Vérification à l'effort tranchant

$\{ V_{max} = 18.442KN$   
 $r_u = \frac{18.442 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.184MPA < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166MPA.$  pas de rupture par cisaillement

➤ Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26: vérification de contrainte à l'ELS.

zone	Mser(KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\bar{\sigma}_c(MPA)$	observation
travée	9.29	3.06	4220.6	6.73	15	vérifiée

➤ Etat limite de déformation :

➤ Vérification de la flèche :

$\frac{e}{l_e} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.12}{1.4} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ .....condition non véefiée

$\frac{1}{l_x} \geq \max \left[ \frac{1}{80}; \frac{M_t^x}{20M_{\delta}} \right] \Rightarrow 0.085 \geq 0.0375$ ..... condition véefiée

$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4.52 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3}$ .....condition véefiée

Donc : la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage :

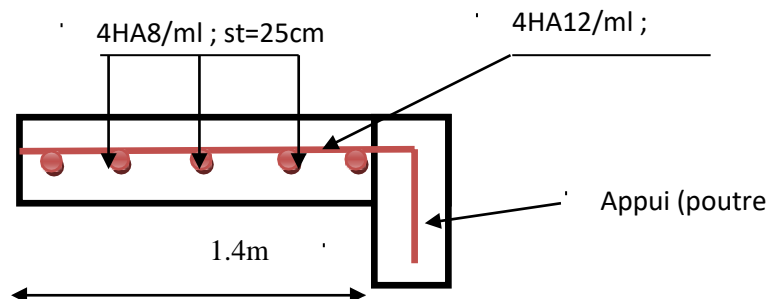


Figure III.8: Schéma de ferrailage de la console.

III.4. Etude de la poutre brisée

$$L = 1.55 + (0.6 / \cos 40.36) + 1.55 = 3.88$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{388}{15} \leq \frac{388}{10} \Rightarrow 25.86 \text{ cm} \leq h \leq 38.8 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h = 35 \text{ cm}$ .

✓ Vérification des conditions RPA

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

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

$h$

$\frac{h}{b} \leq 4$  ..... vérifiée

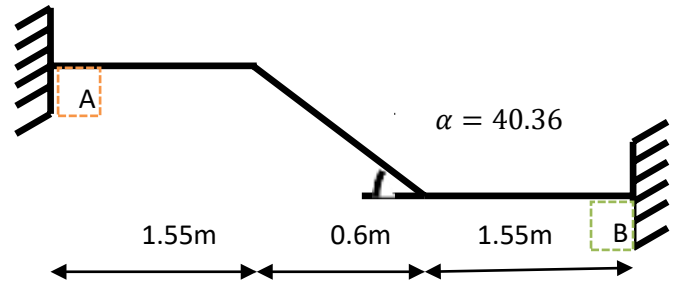


Figure.III.9. poutre brisée

✓ Chargement repris par la poutre brisée :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m (poids propre de la partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times \frac{0.35}{\cos 40.36} = 3.44 \text{ KN/m (poids propre de la partie inclinée)}$$

$$g_m = 2.76 \times 1.19 = 3.28 \text{ KN/m (le poids de mur extérieur)}$$

✓ Les charges transmises par l'escalier :

$$ELU \begin{cases} RA = 20.06 \text{ KN} \\ RB = 17.444 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} RA = 14.414 \text{ KN} \\ RB = 12.477 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} Rv = 18.442 \text{ KN} \dots (ELU) \\ Rv = 13.272 \text{ KN} \dots (ELS) \end{cases}$$

Avec :

RA : Réaction au point A de la première volée.

RB : Réaction au point B de la 3ème volée.

RV : Réaction de la volée.

Req : charge équivalente sur la poutre

$$\text{Avec : } \begin{cases} Req = 18.648 \text{ KN/ml} \dots (ELU) \\ Req = 13.378 \text{ KN/ml} \dots (ELS) \end{cases}$$

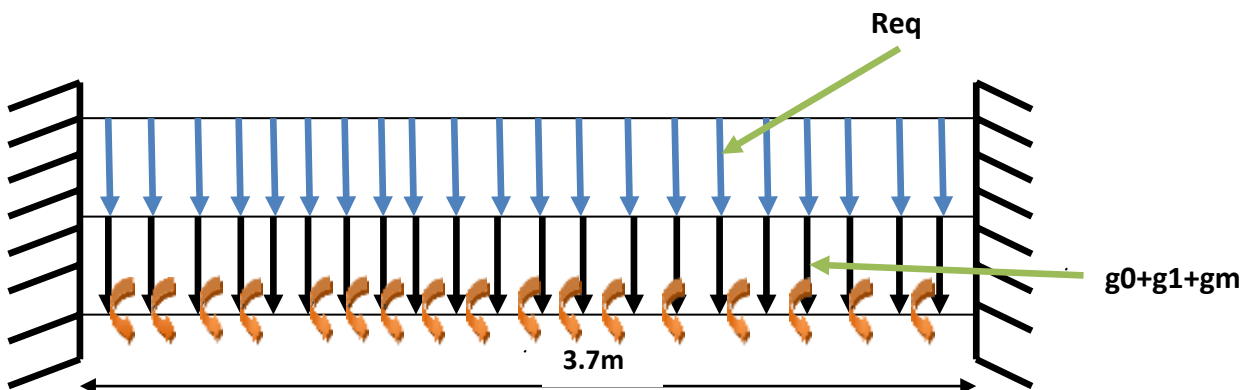


Figure.III.10. Schéma statique de la poutre brisée



✓ Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1.35 \times (2.63 + 3.44 + 3.28) + 18.648 = 31.27 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1.35 \times (2.63 + 3.44 + 3.28) + 13.378 = 22.728 \text{ KN/ml}$$

$$ELU: \{ M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{31.27 \times 3.7^2}{24} = 17.837 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{31.58 \times 3.7^2}{12} = 35.674 \text{ KN.m}$$

$$ELS: \{ M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{22.728 \times 3.7^2}{24} = 12.964 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{22.728 \times 3.7^2}{12} = 25.928 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul à la flexion :

Calcul à ELU :

Tableau III.27: calcul des armatures longitudinales dans la poutre brisée.

En travée						
élément	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	a	Z(cm)	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm)^2$
travée	17.837	0.011	0.013	0.32	1.60	1.19
appui	35.674	0.023	0.014	0.32	3.10	1.19

✓ Vérification au cisaillement :

$$r_u \leq \bar{r} \Rightarrow r_u = \frac{V}{bd} \leq r = 0.07 \frac{f_c 28}{\gamma_B}$$

✓ Vérification à l'effort tranchant

$$\{ V_{max} = 20.06 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{20.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.20 \text{ MPA} < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPA} \dots \text{ pas de rupture par cisaillement}$$

✓ Calcul à la torsion :

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{ cm}$$

$$M_t = 12.96 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{4}{3} b + 2h = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{12.96 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.075} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$r_l = \frac{M_{tor}}{2 \times e \times \Omega} = \frac{12.96 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.075} = 1.728 \text{ MPA}$$

✓ Pour le ferrailage longitudinal :

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

en travée:  $A = 1.6 + \frac{1}{2} \times 2.73 = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on choisit: 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

{ en travée:  $A = 3.10 + \frac{1}{2} \times 2.73 = 4.47 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on choisit: 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

✓ Calcul des armatures transversales

$$A_t^{total} = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

a) La torsion :

$$\frac{A_t \times \bar{\rho}}{t \times A_s} = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \rightarrow A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

t: c'est l'espacement entre les armatures transversales t = 20cm

$$A_t = \frac{12.964 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.075} = 0.497 \text{ cm}^2$$

b) La flexion simple :

Soit un espacement t = 20cm

$$A_t = \frac{h \times b \times t}{\bar{\rho}} = \frac{0.35 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{total} = 0.497 + 0.525 = 1.022 \text{ cm}^2$$

On choisit : cadre  $\phi 8$  et épaningle de  $\phi 8$

➤ Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Sens parallèle X :

Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28: vérification de contrainte à l'ELS.

zone	Mser(KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_c$ (MPA)	observation
travée	12.964	9.01	36579.52	3.19	15	vérifiée
appui	25.928	10.25	46635.98	5.69	15	vérifiée

➤ Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{370} \rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{f_e}{f_e} \Rightarrow 3.42 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$L < 8m \rightarrow 3.7m < 8m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : la flèche n'est pas nécessaire

➤ schéma de ferrailage :

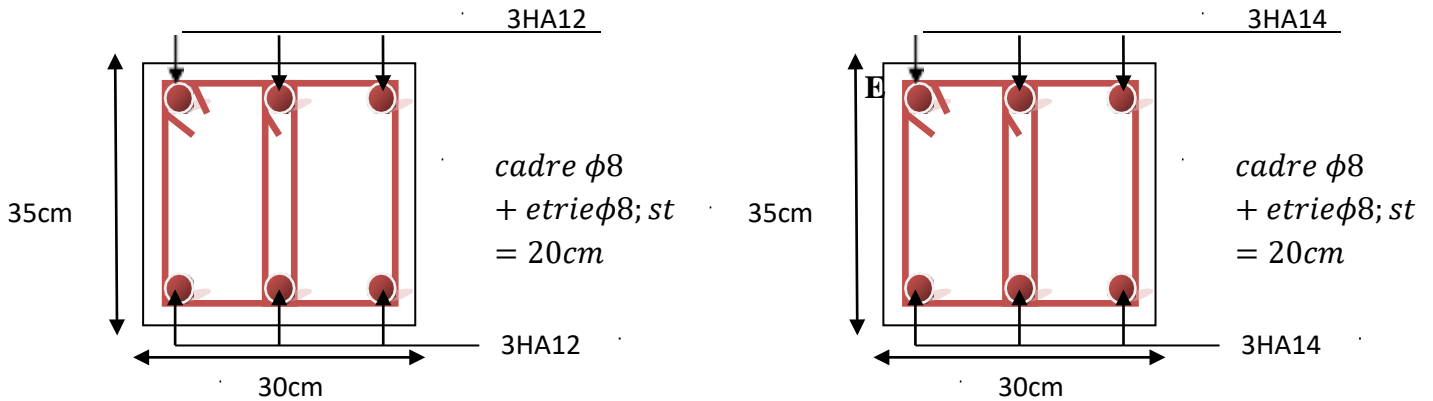
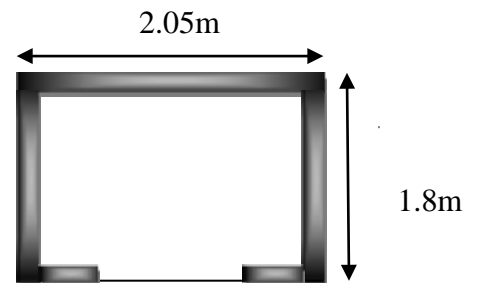


Figure.III.11. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.5 : Étude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- L = 2.05 m : Longueur de l'ascenseur.
- l = 1.8 m : Longueur de l'ascenseur.
- H=2.2m : hauteur de l'ascenseur
- V =1 m/s : La vitesse.
- Fc = 102 KN : Charges due à la rupture du câble
- Les dimensions de la gaine BS = 200cm
- Pm = 15 KN : Charge due à l'ascenseur.
- Dm = 82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur
- Pp = 630 Kg = 6, 3 KN : La charge nominal



La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est prédominant, on prend alors une épaisseur de e=15cm.

✓ Évaluation des charges et surcharges

Poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = \rho \times e = 25 \times 0, 15 = 3, 75KN/m^2$$

Poids du revêtement en béton (e = 5cm) :

$$G_{rv} = \rho \times e = 25 \times 0, 05 = 1.25KN/m^2$$

Poids de la machine :

$$G_3 = Fc / s = 102/ 3.69 = 27.64KN/m^2$$

$$G' = G_1 + G_{rv} = 5KN/m^2$$

$$G_{Total} = G' + G_3 = 32.64KN/m^2$$

$$Q = 1KN/m^2$$

A) Cas d'une charge répartie :

✓ Calcul des sollicitations :

ELU :(v=0)

$$qu = 1,35G_{total} + 1,5Q = 45.564 \text{ KN/ml}$$

$$qs = G_{tot} + Q = 33.64$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.8}{2.05} = 0.87 > 0.4 \rightarrow \text{la travaille dans deux sens.}$$

$$ELU: \rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$ELS: \rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

✓ Calcul les moments :

- En travée :

ELU

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times qu \times l^2x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.174 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.196 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times qs \times l^2x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6.06 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.892 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

ELU :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x \\ M_t^y = 0.85M_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 6.097 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.416 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85M_0^x \\ M_t^y = 0.85M_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 5.151 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.158 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$ELU : M_a^x = -0.5 M_0^x = -3.587 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_a^y = -0.5 M_0^y = -3.03 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec d=13 cm.

Tableau III.29: Calcul des armatures de la dalle d'ascenseur sous charge répartie

En travée							
sens	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_t^{cal} (cm^2)$	$A^{adopt} (cm^2)$	St (cm)
X	6.097	0.025	0.031	0.128	1.36	5HA8 =2.51	20
Y	4.416	0.018	0.022	0.118	1.07	5HA8 =2.51	20
En appuis							
sens	Ma (kn .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_a^{cal} (cm^2)$	$A^{adopt} (cm^2)$	St (cm)
X et y	-3.587	0.014	0.017	0.129	0.799	5HA8 =2.51	20

➤ Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

- En travée

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho) b e}{2} \quad \text{Avec : } fe = 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{tx}^{min} = 1.27cm^2$$

$A_{tx}^{min} < A_{tx}$  : Donc on ferraille la travée avec  $A_{tx}$

On adopte : 3HA8 = 1.51cm<sup>2</sup>

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{ty}^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho) b e}{2} \quad \text{Avec : } fe = 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{ty}^{min} = 1.27cm^2$$

$A_{ty}^{min} \geq A_{ty}$  : Donc on ferraille la travée avec  $A_{ty}^{min}$

On adopte : 3HA8 = 1.51cm<sup>2</sup>

➤ Calcul de l'espacement :  $St = \frac{100}{3} = 33.33cm \leq \min(3e; 33cm)$

$St = 33cm$  ... .. condition verifie

Même espacement pour sens y-y

- En appuis :

➤ Vérification au cisaillement :

$$r_u \leq \bar{r} \Rightarrow r_u = \frac{V}{bd} \leq r = 0.07 \frac{fc28}{\gamma_B}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{max} = \frac{Pu \times Ly}{2} \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ \rho = 0.87 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 28.576 \text{ KN} \\ V_y = 32.545 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$r_u = \frac{32.545 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.27MPa < r = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.166MPa \text{ pas de rupture par cisaillement}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Après tout les calculs faits, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.30 : résultats d'état limitent de compression du béton

	sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_c(MPA)$	observation
En travée	X-X	5.151	2.21	2996.80	3.79	15	vérifiée
	Y-Y	4.158	2.21	2996.80	3.06	15	vérifiée
En appui	X-Y	3.03	2.21	2996.80	2.23	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

**Sens X-X :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0.083 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.16 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

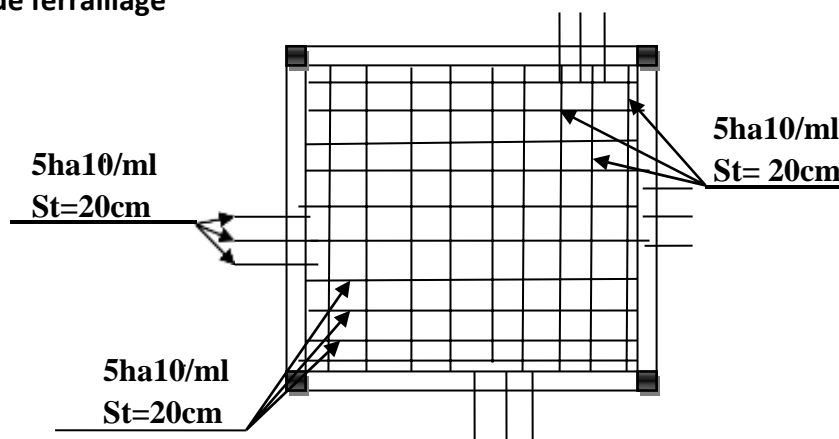
**Sens Y-Y :**

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0^y} \right] \Rightarrow 0.073 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1.16 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle cas charge répartie**

➤ **cas d'une charge concentrée :**

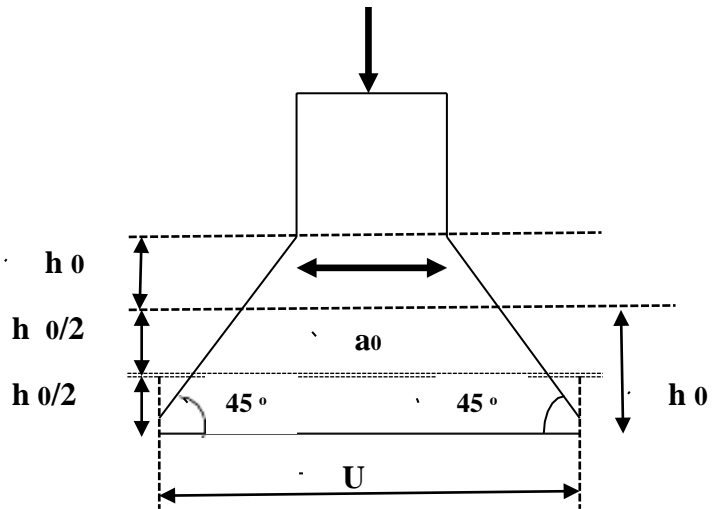
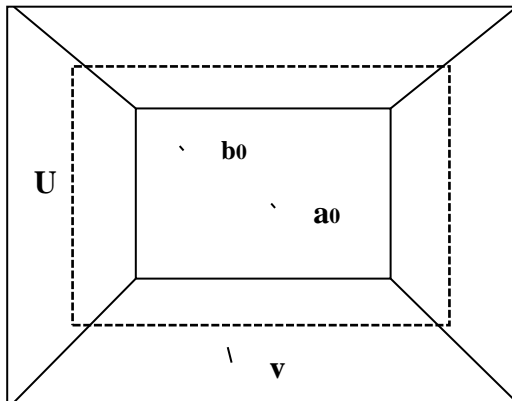
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique-la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$



➤ Calcul du rectangle d'impact :

On a :  $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$

Pour  $V=1\text{m/s}$  :  $\begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$  avec  $\begin{cases} h_1 = 5\text{cm} : \text{Epaisseur de revêtement} \\ h_0 = 15\text{cm} : \text{Epaisseur de dalle} \end{cases}$

$\xi = 1$ : coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé)

On aura :  $\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105\text{cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105\text{cm} \end{cases}$

➤ Calcul les sollicitations :

$\begin{cases} M_x + q_u \times (M_1 + M_x v M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + M_x v M_1) \end{cases}$  avec:  $v$ : coefficient de poisson:  $\begin{cases} v = 0 \text{ à } L'ELU \\ v = 0.2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUA**

$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.583$   
 $\frac{v}{L_y} = \frac{105}{205} = 0.512$

En se référant à l'Annexe(3), on trouve :  $\begin{cases} M_1 = 0.1 \\ M_2 = 0.08 \end{cases}$

➤ Evaluation des moments du système de levage :

On à :  $G = D_m + P_m + P_{prp} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN}$

$q_u = 140.95\text{KN}$

$q_s = 103.3\text{KN}$

$ELU: \begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 140.95 \times 0.1 \rightarrow M_{x1} = 14\text{MN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 140.95 \times 0.08 \rightarrow M_{y1} = 11.2\text{KN.m} \end{cases}$

$ELS: \begin{cases} M_x + q_u \times (M_1 + v M_2) = 140.95 \times (0.1 + 0.2 \times 0.08) \rightarrow M_x = 16.35\text{KN.m} \\ M_y = q_u \times (M_2 + v M_1) = 140.95 \times (0.08 + 0.2 \times 0.1) = 14.09\text{KN.m} \end{cases}$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :

$$\left\{ \begin{aligned} q_u &= 1.35G' + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25KN \\ q_s &= M_2 = 5 + 1 = 6KN \end{aligned} \right.$$

$$ELU: \rho = 0.87 \left\{ \begin{aligned} M_x^2 &= \mu_x \times q_u \times \xi \rightarrow \begin{cases} M_x^2 = 1.29KN.m \\ M_y^2 = 0.94KN.m \end{cases} \\ M_y^2 &= \mu_y \times M_x^2 \end{aligned} \right.$$

$$ELS: \rho = 0.87 \left\{ \begin{aligned} M_x^2 &= \mu_x \times q_s \times l^2 \rightarrow \begin{cases} M_x^2 = 1.08KN.m \\ M_y^2 = 0.87KN.m \end{cases} \\ M_y^2 &= \mu_y \times M_x^2 \end{aligned} \right.$$

➤ Superposition des moments :

$$ELU: \left\{ \begin{aligned} M_x^0 &= M_{x1} + M_{x2} = 14 + 1.29 = 15.29KN.m \\ M_y^0 &= M_{y1} + M_{y1} = 11.2 + 0.94 = 12.14KN.m \end{aligned} \right.$$

$$ELS: \left\{ \begin{aligned} M_x^0 &= M_{x1} + M_{x2} = 16.35 + 1.08 = 17.43KN.m \\ M_y^0 &= M_{y1} + M_{y1} = 14.09 + 0.87 = 14.96KN.m \end{aligned} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{aligned} M_x^t &= 0.85M_x^0 \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 12.99KN.m \\ M_y^t = 10.31KN.m \end{cases} \\ M_y^t &= 0.85M_y^0 \end{aligned} \right.$$

ELS

$$\left\{ \begin{aligned} M_x^t &= 0.85M_x^0 \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 14.81KN.m \\ M_y^t = 12.71KN.m \end{cases} \\ M_y^t &= 0.85M_y^0 \end{aligned} \right.$$

• Moment en appuis :

$$ELU: M_a^x = -0.5 M_x^0 = -7.645KN.m$$

$$ELS: M_a^y = -0.5 M_y^0 = -8.715KN.m$$

Tableau III.31: Calcul des armatures de la dalle sous charge concentré

En travée							
sens	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	a	Z(cm)	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
X	12.99	0.054	0.069	0.126	2.96	4HA10 =3.14	25
Y	10.31	0.042	0.053	0.127	2.33	4HA10 =3.14	25
En appuis							
sens	Ma(kn .m)	$\mu_{bu}$	a	Z(cm)	$A_a^{cal}(cm^2)$	$A^{adopt}(cm^2)$	St(cm)
X et y	-7.645	0.031	0.039	0.127	1.72	4HA10 =3.14	25

➤ Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

• En travée

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{aligned} e &= 15cm \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) b e \quad \text{Avec : } fe = 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008 \\ \rho &> 0.4 \end{aligned} \right.$$

$$A_{tx}^{min} = 1.27cm^2$$

Sens y-y :

$$A_{tx}^{min} = 1.27cm^2$$

➤ Vérification au poinçonnement :

On vérifie que :



$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$ : charge de calcul à l'ELU.

Avec : {  $H$ : epaisseur total de la dalle.

$U_c$ : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

On à : {  $q_u = 140.95$   
 $H = 0.15 + 0.05 = 0.2m$   
 $U_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2m$

$$q_u \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 630KN$$

$q_u = 140.95 \leq 630KN$ .....**Pas de risque de poinçonnement**

➤ **Vérification à l'ELS :**

Après tout les calculs faits, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32: résultats d'Etat limitent de compression du béton**

	sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_c(MPA)$	observation
En travée	X-X	14.81	3.05	5608.7	8.05	15	vérifiée
	Y-Y	12.71	3.05	5608.7	6.91	15	vérifiée
En appui	X-Y	8.715	3.05	5608.7	4.73	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

**Sens X-X :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0.083 > 0.0424 \dots \dots \dots \text{condition véefiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.41 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition véefiée}$$

**Sens Y-Y :**

$$\frac{e}{l_y} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0^y} \right] \Rightarrow 0.073 > 0.424 \dots \dots \dots \text{condition véefiée}$$

$$\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2.41 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition véefiée}$$

Vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage

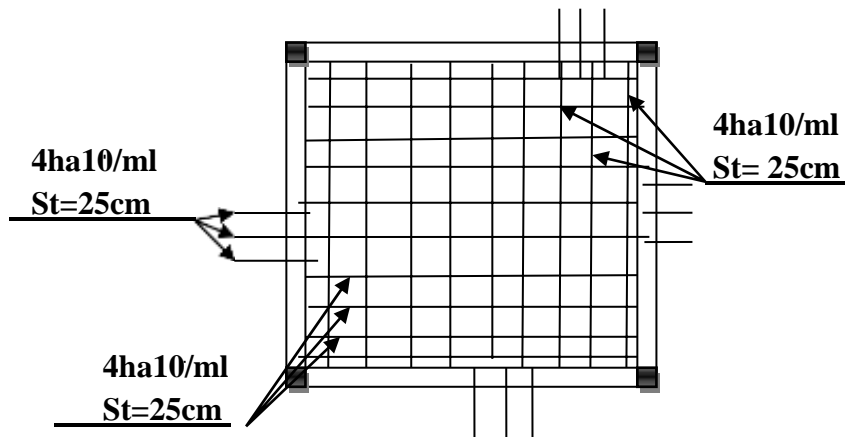


Figure III.13: Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée.

### III.6 : Etudes de l'acrotère

Elle sera calculée comme une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse inaccessible. Cette dernière est sollicitée en plus de la force sismique ( $F_p$ ) par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement. Il se fera à la flexion composée pour un mètre linéaire de l'argueur.

✓ **Evaluation des charges et Surcharges :**

$$S = (65 \times 10) + (10 \times 3)/2 + (10 \times 7) \rightarrow S = 0.0735 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = 25 \times 0.0735 \times 1 = 1.8375 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids d'enduite extérieurs (ciment } e=1.5\text{cm)} = G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.65 \times 1 \rightarrow G_2 = 0.195 \text{ KN/ml}$$

Le poids total  $W_p = G_1 = 2.03 \text{ KN}$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

✓ **Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale  $F_P$  donnée par RPA/version 2003 :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

**RPA99 (article 6.2.3)**

$A = 0.15$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1). zone IIa

$\{C_P = 0.8$  : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau (6.1) page 43 (RPA99)

$W_P$  : poids de l'élément considéré  $W_P = 2.03 \text{ KN/ml} \dots$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.03 \rightarrow F_p = 0.97 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des Sollicitations :**

$$\begin{cases} X_G = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} & X_G = 6.12cm \\ Y_G = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} & Y_G = 35.6cm \end{cases}$$

$$N_G = 0KN.m \quad M_G = 0KN.m$$

L'acrotère est soumis à :  $\begin{cases} M_Q = Q \times H & M_Q = 0.65KN.m \\ M_{FP} = Fp \times Y_G & M_{FP} = 0.35KN.m \end{cases}$

**Tableau III.33: Combinaison d'action de l'acrotère**

	<b>RPA99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitations</b>	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
<b>N(KN)</b>	2.03	2.74	2.03
<b>M(N.m)</b>	1	0.98	0.65

✓ **Calcul de l'excentricité à l'état ultime ultime :**

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.98}{2.74} = 0.3577m$$

$$\frac{h_0}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.108m \rightarrow e_1 > \frac{h_0}{6} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Le ferrailage se fait assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme , il faut remplacé  $e_1$  par l'excentricité

Réelle de calcul talque :  $e = e_1 + e_2 + e_a$

$e_a$ : excentricité additionnelle

$e_1$ : excentricité structurale

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{65}{250}\right) = 2cm; e_2 = \frac{3 \times l^2 f \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h_0}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$\emptyset$ : le rapport de la deformation finale due au fluage à la deformation instantanée sous charge

Considérée, généralement est égal à 2.

$lf$ : la longueur de flambement:  $lf = 2 \times H = 1.3m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = 37.77cm$$

$$M_G = 0 \text{ et } \alpha = 0 \text{ donc } \begin{cases} e_a = 2cm \\ e = 38.77 \end{cases}$$

Les sollicitations corrigées par les calculs en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_U = 2.74KN \\ M_U = N_U \times e = 1.06KN.m \end{cases}$$

✓ **Calcul de Ferrailage :**

$H=10cm$  ;  $d=8cm$  ;  $b= 100cm$  ;  $f_{bu}=14.2MPA$

Moment fictif :

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.142kN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.079m$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{Zf_{st}} = 0.334cm^2$$

$$A_{ts} = A_u - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.338 \times 10^{-4} - \frac{2.74 \times 10^{-3}}{348} = 0.26cm^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 0.966cm^2$$

On prend :  $A = \max(A_{min}; A)$

Donc :  $A = 0,966 cm^2$

Soit :  $A = 4HA8 / ml = 2,01cm^2$

**Espacement :**

D'après B.A.E.L 91

$$\text{armatures principales: } St \leq \frac{100}{4} = 25cm \rightarrow \text{on adopte } St = 25cm$$

$$\text{armatures de répartition: } St \leq \frac{65}{3} = 21.66cm \rightarrow \text{on adopte } St = 20cm$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$r_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa); \leq \min(2.5; 3MPa) \rightarrow r = 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q = 0.97 + 1 = 1.97KN$$

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024MPa \rightarrow r_u < r \dots \dots \text{pas de rupture de cisaillement}$$

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$r_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$r_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \Sigma \mu_i}; \text{ avec: } \Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\Sigma \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05cm$$

$$r_{se} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.1005} = 0.272MPa$$

$$r'_{se} < 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.83MPa$$

$r_{se} < r'_{se} \dots \dots \dots \text{pas de risque de l'adhérence}$

✓ **Vérification à l'ELS**

$$D=0.08cm ; N_{ser}=2.03KN ; M_{ser}=0.65KN.m ; \eta = 1.6$$

• **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e ; \text{ avec: } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = 0. \rightarrow C = 0.08 - \frac{0.65}{2.03} + (0.08 - \frac{0.1}{2}) \rightarrow C = -0.27m$$

:  $e_A > d$ . donc: "c" à l'extérieure de section

$$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$P = -3 \times (-0.27)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.27)}{1} = -0.212m^2$$

$$q = -2 \times (-0.27)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.27)^2}{1} = 0.041m^3$$

En remplaçant «q» et «p» dans ... (1)

$$y_c = 0.268 \rightarrow y_{ser} = -0.002m$$

✓ Calcul des contraintes

$$\mu t = \frac{b}{2} y^2 - 15a(d - y) = 0.134m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times y = 4.06MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_s = \frac{\mu t}{N_{ser} \times 15} (d \times y) = 58MPa < \overline{\sigma_s} = 201.64MPa$$

➤ Schéma de ferrailage

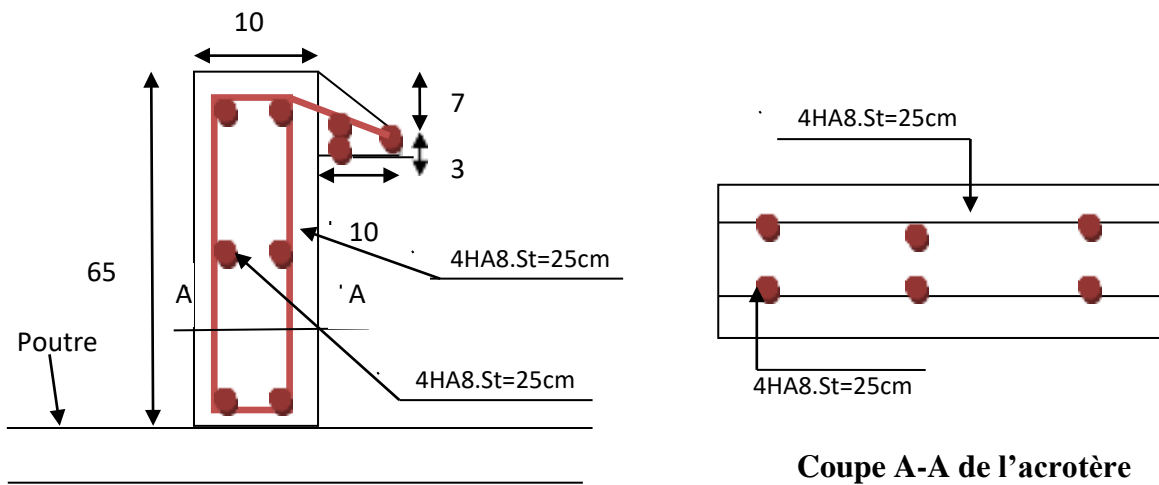


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

### IV .1. Introduction :

La réalisation d'une structure pouvant résister à une secousse sismique doit être fait à base d'une étude, cette étude permet la détermination d'un model et du choix de la méthode assurant de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

D'après le RPA 99/version 2003 (3.4.A.1.a).tout ouvrage situé en zone IIa, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles-portiques.

Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles-portiques)

### IV .2. Méthode de calcul :

D'après le RPA99/2003, on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

#### Méthode statique équivalente :

Principe : Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

#### Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes:

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

#### IV .2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente inapplicable (RPA99/2003 art 4.1.3).

**Conclusion :** Puisque la méthode d'analyse modale spectrale ne pas applicable, et d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.3. Modélisation :

L'étude dynamique nécessite des méthodes de calcul très rigoureuses, parmi ces méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis qui est indispensable, 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 la complexité de cela se trouve dans sa réalisation qui prends pas mal du temps, c'est pour cela qu'on se sert du logiciel de modélisation (ETABS V16).

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir d'une modélisation en trois dimensions. Ainsi qu'il permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux.

### IV.4. Méthode de calcul des forces sismiques :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99 Art. (4.2.3)}$$

Avec :  $A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

*Zone sismique : IIa* →  $A = 0,15$ .

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

$Q$  : Facteur de qualité.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré.

**I**  $W$  : Poids total de la structure.

- $R = 5$  → Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Contreventement mixte).
- $Q = 1 + \Sigma (P_q)$

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

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :



**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

Selon x-x

N°	Critère « $P_q$ »	Observation	Pénalités
01	Condition minimales sur les fils de contreventement	oui	0
02	Redondance en plan	oui	0
03	Régularité en plan	oui	0
04	Régularité en élévation	Non	0,05
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Selon y-y

N°	Critère « $P_q$ »	Observation	Pénalités
01	Condition minimales sur les fils de contreventement	non	0,05
02	Redondance en plan	oui	0
03	Régularité en plan	oui	0
04	Régularité en élévation	oui	0
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

$$D'ou : \begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \mathbf{w} = \mathbf{n}\Sigma\mathbf{W}_i \quad \text{Avec} \quad \mathbf{W}_i = \mathbf{W}_{Gi} + \mathbf{Q}\mathbf{W}_{Qi}$$

$\mathbf{W}_{Gi}$  : Poids du aux charges parmanantes totales.

$\mathbf{W}_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondérationn fonction de la nature et de la durés de la charge d'exploitation.

Dans notre projet on atouts les niveaux à usage habitation donc un coefficient de pondération :  $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure :  $W = 18553,8978 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ (s)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ (s)} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4. 2)}$$

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

**RPA99/2003 (Formule 4.2)**

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

on a :  $\xi = 7\%$  ce qui donne :  $\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 > 0,7$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble (S1) donc :  $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T_2 = 0,4 \text{ (s)} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

### Calcul de la période fondamentale de la structure :

Pour une structure contreventée par un système mixte, donc :

$$T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$H = 23,12 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment.

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99/2003**

**Tableau 4.6).**

$L$  : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 17,20 \text{ m} \\ L_y = 11,95 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,5 \text{ s} ; 0,52 \text{ s}) \\ T_y = \min(0,6 \text{ s} ; 0,52 \text{ s}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,50 \text{ s} \\ T_y = 0,52 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,9 \\ D_y = 1,851 \end{cases}$$

D'après le RPA99/2003 on doit majorées la période de 30% :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,65 \text{ s} \\ T_y = 0,676 \text{ s} \end{array} \right.$$

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

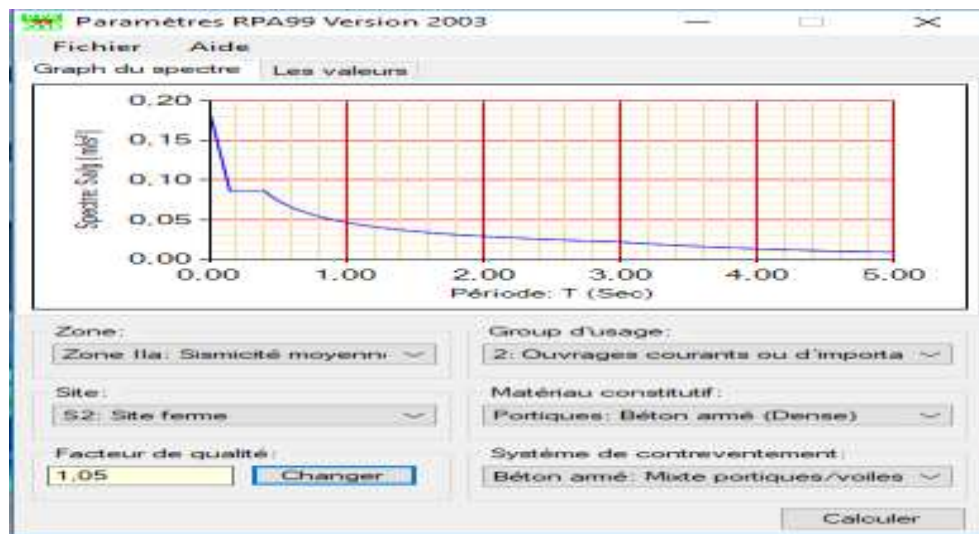
$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W = \frac{0,15 \times 1,568 \times 1,05}{5} \times 18553,8978 = 1110,47 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W = \frac{0,15 \times 1,528 \times 1,05}{5} \times 18553,8978 = 1081,81 \text{ KN}$$

**Spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_1}{T}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99(Formule 4 - 13)}$$



**Figure IV.1.** Spectre de réponse

A l'aide de logiciel ETABS.V2016, on a pu appliquer la méthode dynamique modale spectrale.

**IV.5. La disposition des voiles**

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, pour avoir un bon comportement de la structure, on a retenu la disposition suivante :

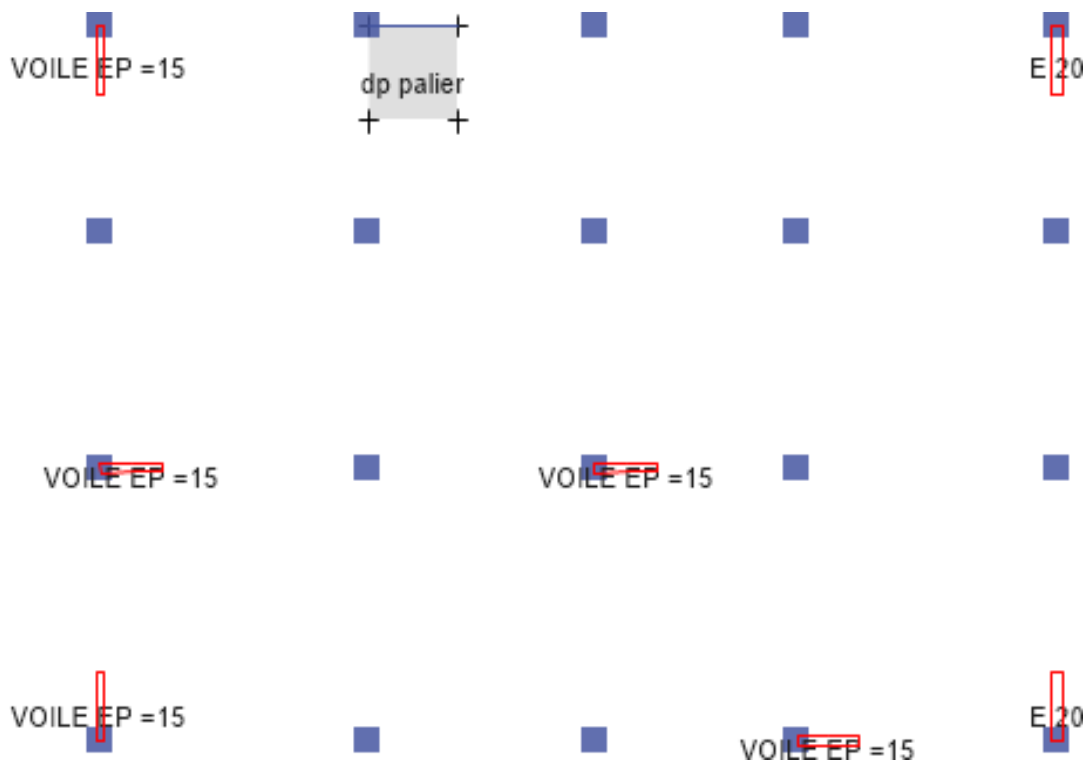
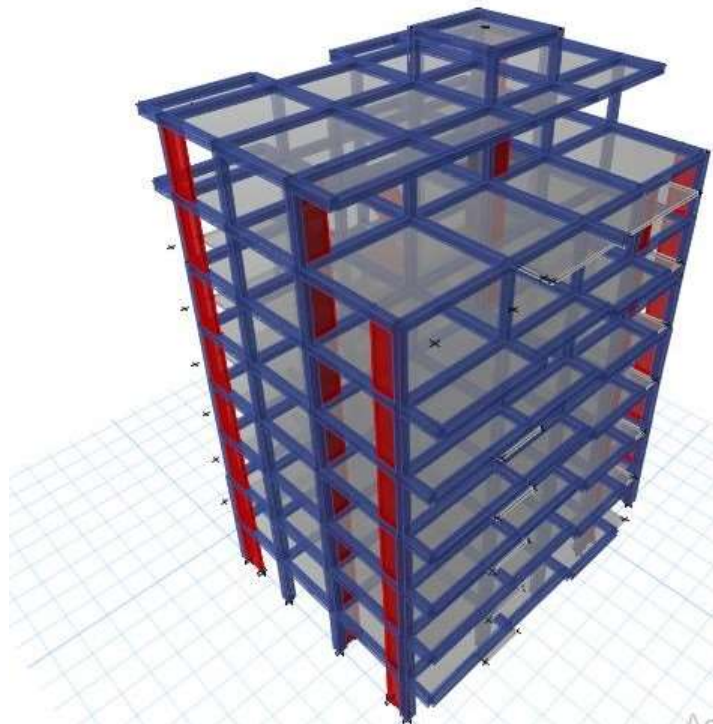
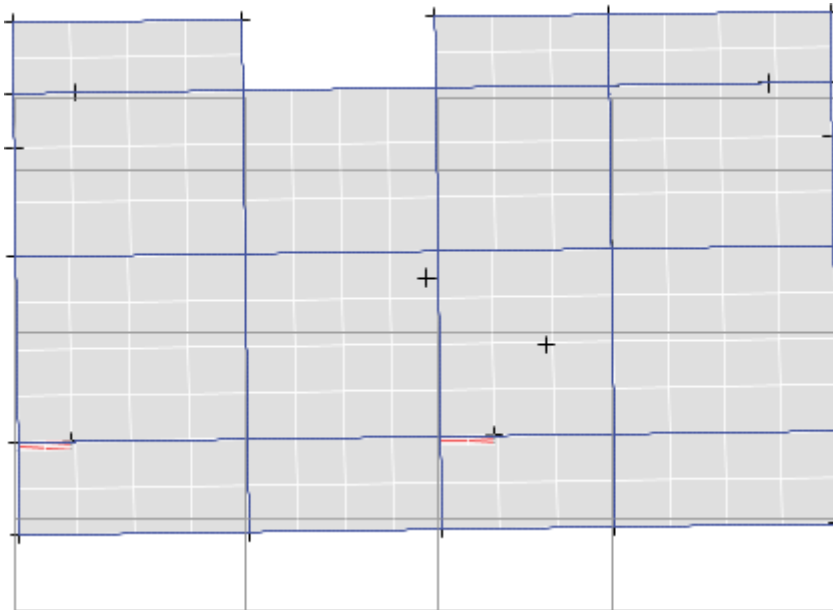
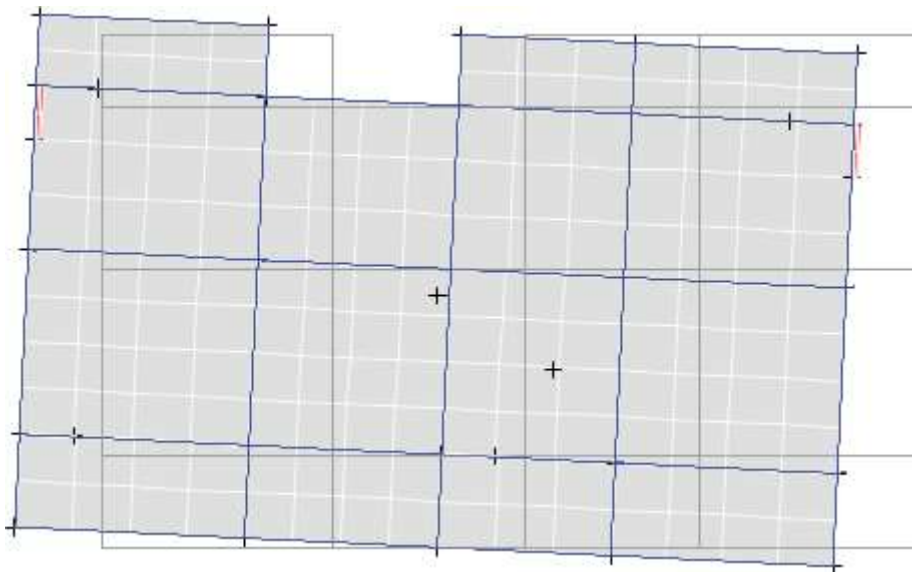
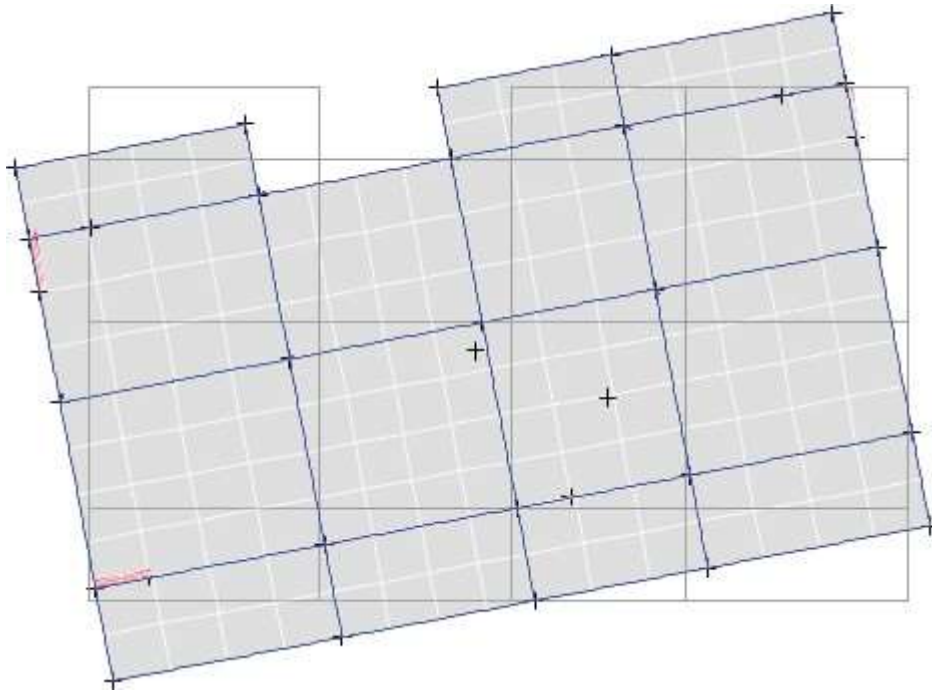


Figure IV.2. Disposition des voiles



**Figure IV.3.** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16**Figure IV.4.** 1<sup>er</sup> mode (translation suivant y-y)**Figure IV.5.** 2<sup>em</sup> mode (translation suivant x-x)



**Figure IV.6.** 3<sup>em</sup> mode (Rotation selon l'axe z-z)

### Période de vibration et participation massique

D'après l'article (Art. 4.3.3) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

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

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
1	0,867	0,0001	0,7397	0,0001	0,7397
2	0,825	0,7179	8,163 E-06	0,718	0,7397
3	0,734	0,0302	0,0005	0,7482	0,7402
4	0,28	0,0002	0,1228	0,7484	0,8629
5	0,27	0,1188	0,0002	0,8672	0,8632
6	0,233	0	3,392 E-05	0,8672	0,8632
7	0,15	0,0129	0,0387	0,8801	0,9019
8	0,15	0,0376	0,0132	0,9177	0,9151

## IV .6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016

### Justification de l'interaction voiles-portiques

#### ➤ Sous charges verticales

Le RPA99/2003 (art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.3.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles a la base

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)	
1 <sup>er</sup> niveau	17383,27	3061,24	85,03	14,97	Vérifiée
2 <sup>em</sup> niveau	15064,52	2684,37	85,05	14,95	Vérifiée
3 <sup>em</sup> niveau	12637,26	2389,82	84,10	15,90	Vérifiée
4 <sup>em</sup> niveau	10355,97	2007	83,77	16,23	Vérifiée
5 <sup>em</sup> niveau	8023,36	1718,85	82,36	17,64	Vérifiée
6 <sup>em</sup> niveau	5847,85	1288,29	81,95	18,05	Vérifiée
7 <sup>em</sup> niveau	3616,88	863,91	80,72	19,28	Vérifiée
8 <sup>em</sup> niveau	1491,88	461,51	76,37	23,63	Non Vérifiée

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée a la basse

#### ➤ Sous charges horizontales

Le RPA99/2003 (art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.4.** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens ex et ey

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
1 <sup>er</sup> niveau	509,42	322,05	61,27	38,73	497,89	364,23	57,60	42,40
2 <sup>em</sup> niveau	509,15	232,71	68,63	31,37	488,93	279,87	63,60	36,40
3 <sup>em</sup> niveau	463,67	210,23	68,80	31,20	438,32	250,64	63,62	36,38
4 <sup>em</sup> niveau	459,40	145,94	75,89	24,11	432,75	177,57	70,91	29,09
5 <sup>em</sup> niveau	365,05	163,68	69,04	30,96	329,78	190,96	63,33	36,67
6 <sup>em</sup> niveau	326,31	100,14	67,52	23,48	309,80	120,52	71,99	28,01
7 <sup>em</sup> niveau	214,56	82,99	72,11	27,89	203,42	102,59	66,47	33,53
8 <sup>em</sup> niveau	151,45	56,23	73,56	26,44	169,66	50,36	77,11	22,89

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

#### Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. On doit vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.
- $N_d$  : L'effort normal maximal
- $F_{c28}$  : Caractéristique de résistance à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	$N_d$ (KN)	$v$	Observation
RDC	50 × 50	1796,39	0,278	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	1560,73	0,250	Vérifiée
2 <sup>em</sup> étage	45 × 45	1325,07	0,262	Vérifiée
3 <sup>em</sup> étage	45 × 45	1095,56	0,216	Vérifiée
4 <sup>em</sup> étage	40 × 40	866,06	0,217	Vérifiée
5 <sup>em</sup> étage	40 × 40	641,19	0,160	Vérifiée
6 <sup>em</sup> étage	35 × 35	408,81	0,133	Vérifiée
7 <sup>em</sup> étage	35 × 35	184,11	0,060	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

#### Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieur à 80%, ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	$V_{dy}$ (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	observation
X-X	735,65	888,37	non vérifiée
Y-Y	738,39	865,44	non vérifiée

Remarque :  $V_{dy} < 0,8 V_s$  donc on va amplifier avec coefficient  $\frac{0,8V_{st}}{V_{dy}}$

#### Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99/2003 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

- $\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure.
- $\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .
- R : Coefficient de comportement ( $R = 5$ ).



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements

selon (x-x)

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	Observation
1 <sup>er</sup> niveau	0,001002	0,00501	0	0,00501	2,89	0,00173356	Vérifiée
2 <sup>em</sup> niveau	0,002967	0,014835	0,00501	0,009825	2,89	0,00339965	Vérifiée
3 <sup>em</sup> niveau	0,005306	0,02635	0,014835	0,011695	2,89	0,00404671	Vérifiée
4 <sup>em</sup> niveau	0,007646	0,03823	0,02635	0,0117	2,89	0,00404844	Vérifiée
5 <sup>em</sup> niveau	0,009871	0,049355	0,03823	0,011125	2,89	0,00384948	Vérifiée
6 <sup>em</sup> niveau	0,0118	0,059	0,049355	0,009645	2,89	0,00333737	Vérifiée
7 <sup>em</sup> niveau	0,013461	0,067305	0,059	0,008305	2,89	0,0028737	Vérifiée
8 <sup>em</sup> niveau	0,013682	0,06841	0,067305	0,001105	2,89	0,00038235	Vérifiée

selon (y-y)

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	Observation
1 <sup>er</sup> niveau	0,000993	0,004965	0	0,004965	2,89	0,00171799	Vérifiée
2 <sup>em</sup> niveau	0,003017	0,015085	0,004965	0,01012	2,89	0,00350173	Vérifiée
3 <sup>em</sup> niveau	0,005483	0,027415	0,015085	0,01233	2,89	0,00426644	Vérifiée
4 <sup>em</sup> niveau	0,007986	0,03993	0,027415	0,012515	2,89	0,00433045	Vérifiée
5 <sup>em</sup> niveau	0,010384	0,05192	0,03993	0,01199	2,89	0,00414879	Vérifiée
6 <sup>em</sup> niveau	0,012492	0,06246	0,05192	0,01054	2,89	0,00364706	Vérifiée
7 <sup>em</sup> niveau	0,014324	0,07162	0,06246	0,00916	2,89	0,00316955	Vérifiée
8 <sup>em</sup> niveau	0,015862	0,07931	0,07162	0,00769	2,89	0,0026609	Vérifiée

#### Justification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) :

Les effets du 2eme 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 :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(artcle 5.9)}$$

Tel que :

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

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

$h_k$  : Hauteur de l'étage "K".

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi : \text{Effort tranchant d'étage au niveau 'K'}$$

- Si  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ , les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> 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.8.** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ, selon x et y

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
1 <sup>er</sup> niveau	2,89	<b>1855,38</b>	0,00501	88,86	0,036196	0,004965	86,61	0,036803
2 <sup>em</sup> niveau	2,89	1610,26	0,009825	86,37	0,063382	0,01012	84,26	0,06692
3 <sup>em</sup> niveau	2,89	1365,13	0,011695	80,85	0,068327	0,01233	79,02	0,073705
4 <sup>em</sup> niveau	2,89	1127,25	0,0117	72,85	0,062643	0,012515	71,44	0,068330
5 <sup>em</sup> niveau	2,89	889,37	0,011125	62,76	0,054550	0,01199	61,86	0,059647
6 <sup>em</sup> niveau	2,89	657,21	0,009645	51,42	0,042655	0,01054	51,13	0,046878
7 <sup>em</sup> niveau	2,89	417,52	0,008305	36,65	0,032737	0,00916	37,07	0,035698
8 <sup>em</sup> niveau	2,89	188,54	0,001105	20,08	0,003590	0,00769	20,52	0,024448

### Conclusion

Après avoir fait toutes les vérifications des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, cela nous a conduits à revoir les dimensions des poteaux, et a réalisé une bonne disposition des voiles qui convient à notre structure.

Après cela nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure dans le chapitre V.

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

**Tableau IV.81.** Dimensions finales des éléments structuraux

	RDC	1	2	3	4	5	6	7
voile	20 /15	20/15	15	15	15	15	15	15
Poteaux	50*50	50*50	45*45	45*45	40*40	40*40	35*35	35*35
Pp	30*35							
ps	30*30							

# **Chapitre V**

## **Etude des éléments structuraux**

## V.1 .Introduction

Une construction en béton armé dite résistante avant et après séisme lorsque ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) sont bien conçus et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, qui permettent le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales respectivement.

Deux types de poutres sont distingués : les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M, N, T$ ), le ferrailage a été entamé en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- |                 |             |
|-----------------|-------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$  |
| 2) $G+Q$        | 5) $0.8G+E$ |
| 3) $G+Q+E$      | 6) $0.8G-E$ |

## Ferrailage

### a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone II

### b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_t)$  en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre  $\phi_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et 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

## V.2.1 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

## V.2.2 Calcul du ferrailage

### A). Méthode de calcul des armatures (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS.

Le tableau ci-dessous regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre		section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
RDC+ Etage courant à usage d'habitation	Poutre principale	Associée au voile	30×35	Appuis	-86,27	104,03	6,18	5.25	6,79	6HA12
				Travée	64,34		5,18	5.25	5,65	5HA12
		Non associée au voile		Appuis	-93,94		6,59	5.25	6,79	6HA12
				Travée	45,77		3,69	5.25	5,65	5HA14
	Poutre secondaire	Associée au voile	30×30	Appuis	-49,82	62,08	4,79	4.5	5,65	5HA12
				Travée	42,37		4,07	4.5	4,62	3HA14
		Non associée au voile		Appuis	-29,58		2,73	4.5	4,62	3HA14
				Travée	30,77		2,84	4.5	4,62	3HA14
TI	Poutre principale	Associée au voile	30×35	Appuis	-54,11	77,53	4,36	5.25	5,65	5HA12
				Travée	17,51		1,36	5.25	5,65	5HA12
		Non associée au voile		Appuis	-71,63		5,77	5.25	6,79	6HA12
				Travée	24,14		1,88	5.25	5,25	5HA12
	Poutre secondaire	Associée au voile	30×30	Appuis	-29,35	40,60	2,71	4.5	4,62	3HA14
				Travée	15,31		1,41	4.5	4,62	3HA14
		Non associée au voile		Appuis	-17,03		1,57	4.5	4,62	3HA14
				Travée	15,67		1,66	4.5	4,62	3HA14

V.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003

Les armatures transversales

a) Calcul de  $\Phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min \left( 1.2 ; \frac{30}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 0.85) \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0.85 \text{ cm} \rightarrow$  soit  $\phi_{tt} = 8 \text{ mm}$   
 Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$   
 Soit 1 cadre de T8 +1 étrier

✓ Poutres principales

$$\phi \leq \min \left( \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi \leq \min \left( 1.2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\varphi \leq 1\text{cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{ mm}$

$$\text{On prend } 4T8 = 2.01\text{ cm}^2$$

Donc on opte pour  $A_t = 4T8 = 2.01\text{ cm}^2$

Soit 1 cadre de T8 +1 étrier

**b) Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2)

✓ zone nodale

**Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min(\dots)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

Soit:  $S_t = 8\text{ cm}$

**Poutre principale**

$$S_t \leq \min(7.75; 14.4) = 7\text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 7\text{ cm}$

✓ zone courante

$$S_t \leq h/2$$

**Poutre principale**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{ cm. Soit } S_t = 15\text{ cm}$$

**Poutre secondaire**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15\text{ cm. Soit } S_t = 15\text{ cm}$$

**c) Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot h = 0.003 \cdot 15 \cdot 35 = 1.57\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{min} = 1.8\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**V.1.6. Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité

b) Contrainte tangentielle maximale

**Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)} \end{array} \right.$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	Observation
principales	104,03	<b>1,05</b>	<b>3,33</b>	Vérifiée
secondaires	<b>62,08</b>	0,62	3,33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

**c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\checkmark \text{ Appuis de rives } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1).$$

**BAEL91 (Art H.IV.2)**

$$\checkmark \text{ Appuis intermédiaires } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$$

$$\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.3** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>1</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principales	6,79	104,03	93,94	2.99	-6,10	Vérifiée
Secondaires	<b>5,65</b>	62,08	49,82	1.78	-3,89	Vérifiée

**V.1.7. Vérification à l’ELS**

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \times (d - y)^2 + A_s \times (y - d')^2 \right]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.4** Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	66,87	62419,69	11,25	<b>12,05</b>	<b>15</b>	Vérifiée
	Travées	76,29	54507,24	10,45	<b>14,62</b>	<b>15</b>	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	25,80	37457,32	10,06	<b>6,92</b>	<b>15</b>	Vérifiée
	Travées	24,76	<b>32277,09</b>	<b>9,29</b>	7,12	15	Vérifiée

**b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}; \quad L < 8m \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau V.5.** Vérification de la flèche pour les poutres

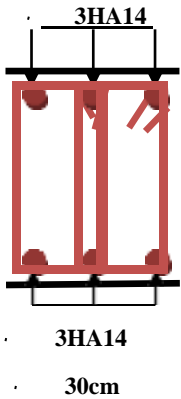
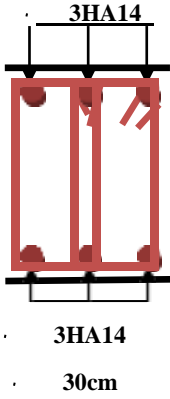
	h <sub>t</sub> cm	b cm	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	440	5.65	0.079	0.041	0.0057	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	30	30	470	4.62	0.063	0.036	0.0055	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Tableau V.6.Schéma de Ferrailage des poutres.

		Étage courant	
pp	<p><b>Appuis</b></p> <p>35cm</p> <p>6HA12</p> <p>3HA12</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	<p><b>Travée</b></p> <p>35cm</p> <p>3HA12</p> <p>6HA12</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	
	<p><b>Appuis</b></p> <p>30cm</p> <p>5HA12</p> <p>3HA14</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	<p><b>Travée</b></p> <p>30cm</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	
		Terrasse inaccessible	
pp	<p><b>Appuis</b></p> <p>35cm</p> <p>6HA12</p> <p>3HA12</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	<p><b>Travée</b></p> <p>35cm</p> <p>3HA12</p> <p>6HA12</p> <p>30cm</p> <p>Cadre + étrier HA8</p>	



PS	 <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>30cm</p>	Cadre + étrier HA8	 <p>3HA14</p> <p>30cm</p>	Cadre + étrier HA8
----	--	-----------------------	--	-----------------------

**V.3. Etude des poteaux**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l’effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de l’ETABS Version 2016 :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

Il s’agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l’effort normal maximal et le moment correspondant.
- l’effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l’effort normal correspondant.

**V.3.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)**

**a). Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

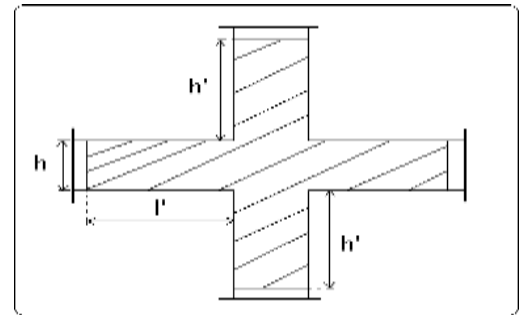
- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement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

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

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

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b1; h1; 60cm\right)$$



$$l' = 2h$$

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

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.7.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	Amax (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
RDC+1 <sup>ème</sup> étage	<b>50×50</b>	20	100	150
2 <sup>ème</sup> étage+3 <sup>ème</sup> étage	<b>45×45</b>	16,2	81	121,5
4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	<b>40×40</b>	12,8	64	96
6 <sup>ème</sup> étage+7 <sup>ème</sup> étage	<b>35×35</b>	9,80	49	73,5

**b). Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots \dots (art 7.4.2.2 RPA99/2003)$$

- $V_u$  : est l’effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l’élancement géométrique)} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

avec :  $\lambda_g = l_f / a$  ou  $\lambda_g = l_f / b$  (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

- $t$  : est l’espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
  - ✓ dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\Phi_{L_{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
  - ✓ dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L_{min}}$ (en zones IIa).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ<sub>t</sub> (au minimum).

**Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC +1 <sup>ème</sup> étage	1866,13	3,52	65,43	1381,51	849,28	2,27
2 <sup>ème</sup> étage+3 <sup>ème</sup> étage	1362,73	7,08	51,03	777,18	618,30	28,10
4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	886,77	6,21	39,16	489,84	301,25	27,13
6 <sup>ème</sup> étage+7 <sup>ème</sup> étage	430,93	5,55	32,47	154,72	100,74	4,57

### Calcul du ferrailage

#### a) Les armatures longitudinales:

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

##### ➤ Exemple de calcul (poteau 45×45):

➤  $b=45\text{cm}$ ,  $h=45\text{cm}$

➤  $d=0.42\text{m}$ ,  $d'=3\text{cm}$

➤  $f_{c28}=25\text{MPa}$   $f_{bu}=14,2\text{MPa} \Rightarrow \text{Situation durable}$

➤ Acier FeE400  $f_{bu}=18,48\text{MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentelle}$

#### a) Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ (ELU):

$$N_{max}=136273\text{KN}, M_{cor}=7,08\text{KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0,005 \Rightarrow e_G < h/2 = 0,45/2 = 0,225\text{m}$$

$\Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 272,81\text{KN.m}$$

(I)  $\Rightarrow 0.295 < 0.447$  non vérifiée Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,242 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = 3,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.35 ; Z = 0,36\text{m} \Rightarrow A_l = 21,77\text{cm}^2 \Rightarrow A = -17,38\text{cm}^2$$

Donc  $A < 0$  Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit

#### b) Calcul sous $N_{min}$ et $M_{cor}$ ( $0.8G + EY_{max}$ )

$$N = 618,30\text{KN} \quad M = 28,10\text{KN.m},$$

**Cas 2 :**  $N_{min} = 618,30\text{KN}$  (compression) et  $M_{corr} = 28,10\text{KN}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.045\text{m} < \frac{h}{2} = 0.225\text{m}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 148,66 \text{ KN.m}$$

(I) ⇒ 0.109 < 0.558 non vérifiée Donc la section est partiellement comprimée. Le

calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,101 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = 3,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.133 ; Z = 0,39 \text{ m} \Rightarrow A_l = 10,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -5,13 \text{ cm}^2$$

Donc A < 0 Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit.

**Calcul de Amin**

$A_{min}^{RPA} = 0.8\% (45 * 45) = 16.2 \text{ cm}^2$  (c'est la section d'aciers minimale pour toute la section 45\*45).

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{dans toute la section du béton B})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{45 \cdot 45 \cdot 2.1}{400} = 10,63 \text{ cm}^2$$

Donc : en ferraille avec  $A_{min}^{RPA}$  qui plus grand

On choies : 12H14 = 18.47 cm<sup>2</sup>

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.9.** Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adap}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres
RDC+1 <sup>ème</sup> étage	<b>50×50</b>	-10,5	2,83	20	<b>24,13</b>	<b>12HA16</b>
2 <sup>ème</sup> étage+3 <sup>ème</sup> étage	<b>45×45</b>	-5,13	2,28	16,2	<b>18,47</b>	<b>12HA14</b>
4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	<b>40×40</b>	-1,94	1,78	12,8	<b>15,21</b>	<b>4HA14+8HA12</b>
6 <sup>ème</sup> étage+7 <sup>ème</sup> étage	<b>35×35</b>	0,672	1,35	9,80	<b>13,57</b>	<b>12HA12</b>

**V.2.4. Armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40 \phi \quad (\text{zone II})$$

✓ **Quantité d'armature minimale**

$$- A_t^{min} = 0.3\% (t \times b) \quad \text{si } \lambda \geq 5$$

$$- A_t^{min} = 0.8\% (t \times b) \quad \text{si } \lambda \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

### V.2.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10.** Calcul des armatures transversales

Niveau	RDC+1 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage+ 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage+7 <sup>ème</sup> étage
Sections (cm <sup>2</sup> )	<b>50*50</b>	<b>45*45</b>	<b>40*40</b>	<b>35*35</b>
$\phi_{l,max}$ (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2
$\phi_{l,min}$ (cm)	1.6	1.4	1.2	1.2
$L_0$ (cm)	289	289	289	289
$L_f$ (cm)	202.3	202.3	202.3	202.3
$\lambda_g$	4.04	4.49	5.05	5.78
$\rho_a$	3.75	3.75	2.5	2.5
$V_U$ (KN)	85,83	92,19	41,35	29,48
$L_r$ (cm)	56	56	48	48
$S_l$ zone nodale (cm)	10	10	10	10
$S_l$ zone courante (cm)	15	15	15	15
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	2.41	2,88	1,45	1.18
$A^t_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,5	1,35	1,2	1,05
$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3.02	3.02	3.02	3.02
Nombre de barres	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>	<b>6HA8</b>

### V.2.6 .Vérifications

#### a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- $As$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- $Br$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$
- $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right) \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$l_f = l_0$  longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC

$N_d = 1866,13 \text{ KN}$

$l_f = 202.3 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 13,99 < 50 \rightarrow \alpha = 0.82$

$Br = (0.5 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.230 \text{ m}^2$

$N_u = 0.82 [(0.230 \times 25 / 0.9 \times 1.5) + (24,13 \times 10^{-4} \times 400 / 1.15)] = 3,43 \text{ MN}$

$N_d = 1,866 \text{ MN} < 4,02 \text{ MN} \rightarrow$  pas de risque de flambement.

**Tableau V.11.** Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (cm)	$l_f$ (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obs.
RDC	<b>50×50</b>	289	202,3	13,99	0.82	24,13	0.230	<b>4,02</b>	<b>1.866</b>	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> étage	<b>45×45</b>	289	202.3	15,55	0.81	18,47	0.184	<b>3,15</b>	<b>1.362</b>	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage	<b>40×40</b>	289	202.3	17.49	0.80	15,21	0.144	<b>2,45</b>	<b>0,886</b>	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup> étage	<b>35×35</b>	289	202.3	19,99	0.79	13.57	0.108	<b>1,86</b>	<b>0.430</b>	<b>vérifiée</b>

**b) Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N^{ser}}{I_{yy'}} + \frac{M^{ser} \times V}{G} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure. } S$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N^{ser}}{I_{yy'}} - \frac{M^{ser} \times V'}{G} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure. } S$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.12.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveaux	RDC+1 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	50× 50	45×45	40×40	<b>35×35</b>
V(cm)	31,94	29,06	26,84	<b>25,47</b>
V'(cm)	18,06	15,94	13,16	<b>9,53</b>
d(m)	0.47	0.42	0.37	<b>0.32</b>
A(cm <sup>2</sup> )	24,13	18,47	15.21	<b>13.57</b>
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.0072	0.0047	0.0031	<b>0.0021</b>
S(m <sup>2</sup> )	0.28	0.23	0.28	<b>0.14</b>
N <sub>ser</sub> (KN)	1352,80	993,65	646,68	<b>314,41</b>
M <sub>ser</sub> (KN.m)	28,15	22,47	19,82	<b>21,62</b>
M <sub>serG</sub> (KN.m)	122,03	87,65	64,05	<b>46,67</b>
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	10,82	10,32	9,58	<b>8,22</b>
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	2,35	1,93	1,32	<b>0,44</b>
σ <sub>bc</sub> (MPa)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>

**C)Vérification aux sollicitations tangentés**

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

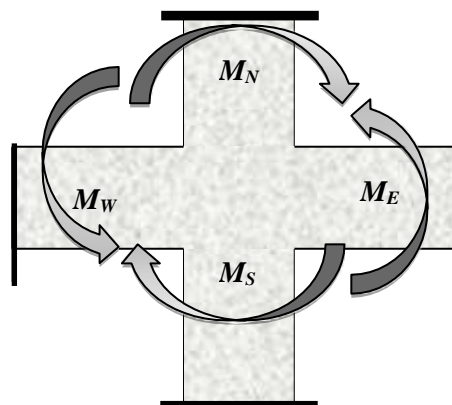
**Tableau V.13.** Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>i</sub> (cm)	λ	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>d</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC+1 <sup>ème</sup> étage	<b>50*50</b>	202.3	4.04	0.04	47	85,83	<b>0.36</b>	<b>1</b>	<b>Vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage+3 <sup>ème</sup> étage	<b>45*45</b>	202.3	4.49	0.04	42	92,19	<b>0.48</b>	<b>1</b>	<b>Vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	<b>40*40</b>	202.3	5.05	0.075	37	41,35	<b>0.27</b>	<b>1.875</b>	<b>Vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> étage+ 7 <sup>ème</sup> étage	<b>35*35</b>	202.3	5.78	0.075	32	29,48	<b>0.53</b>	<b>1.875</b>	<b>Vérifiée</b>

**d).Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



#### d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec: } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.14.** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	MR(KN.m)
RDC +1 <sup>ème</sup> étage	<b>50*50</b>	45	8,04	<b>144,72</b>
2 <sup>ème</sup> étage+3 <sup>ème</sup> étage	<b>45*45</b>	40,5	6,16	<b>99,79</b>
4 <sup>ème</sup> étage+5 <sup>ème</sup> étage	<b>40*40</b>	36	5,34	<b>76,89</b>
6 <sup>ème</sup> étage+7 <sup>ème</sup> étage	<b>35*35</b>	31,5	4.52	<b>56,95</b>

**Tableau V.15.** Les moments résistants dans les poutres

Niveau		Section (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	MR(KN.m)
RDC+E. courant	PP	35*30	31.5	6,79	<b>74,43</b>
	PS	30*30	27	5,65	<b>53,08</b>
Terrasse inaccessible	PP	35*30	31.5	6,79	<b>73,25</b>
	PS	30*30	27	4.62	<b>43.40</b>



**d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

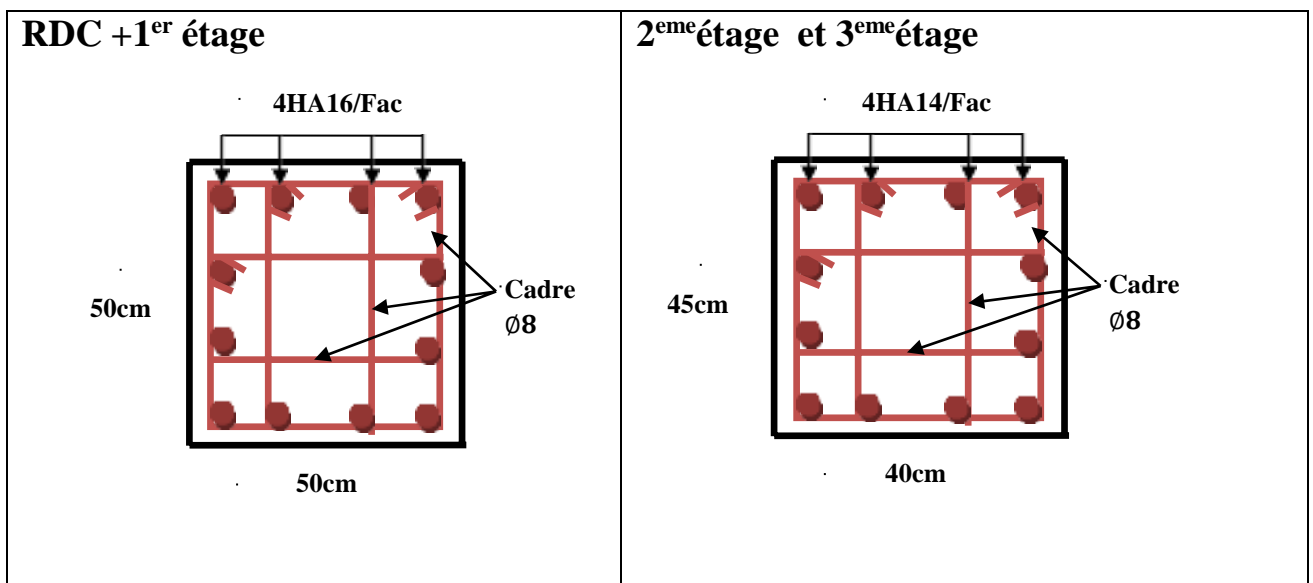
$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

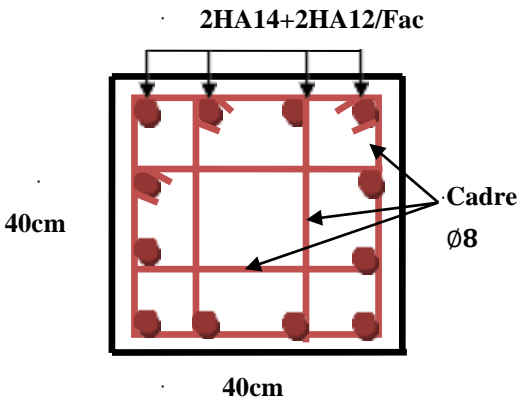
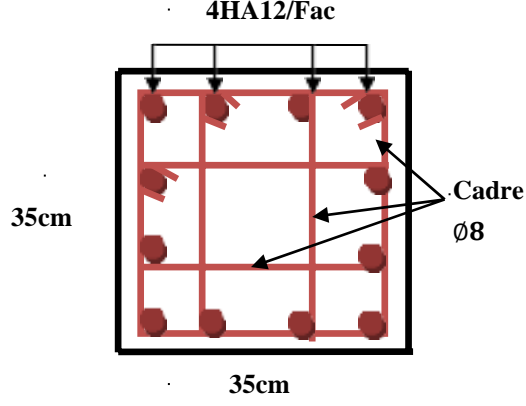
**Tableau V.16.** Vérification de la zone nodale (**poutre principales et secondaires**) :

Niveau	plan	$M_w$	$M_E$	$M_S=M_N$	$M_N+M_S$	1.25 ( $M_w+M_E$ )	Obs
<b>RDC</b>	PP	74,43	37,16	144,72	289,44	139,48	<b>vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	144,72	289,44	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	pp	74,43	37,16	144,72	244,51	139,48	<b>vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	144,72	244,51	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	PP	74,43	37,16	99,79	199,58	139,48	<b>vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	99,79	199,58	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	pp	74,43	37,16	99,79	176,68	139,48	<b>vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	99,79	176,68	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4+5</b>	PP	74,43	37,16	76,89	153,78	139,48	<b>vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	76,89	153,78	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	pp	74,43	37,16	56,95	113,9	139,48	<b>Non vérifiée</b>
	PS	53,08	31,85	56,95	113,9	106,16	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	PP	73,25	37,16	56,95	113,9	139,48	<b>Non vérifiée</b>
	PS	43,40	31,85	56,95	113,9	94,06	<b>vérifiée</b>

**Remarque :** La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique, que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. C.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :  $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$  RPA99/03 (Article 7.6.2). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

**Tableau V.17. Schéma ferrailage des poteaux**



4 <sup>eme</sup> étage 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage 7 <sup>eme</sup> étage
 <p>2HA14+2HA12/Fac</p> <p>40cm</p> <p>40cm</p> <p>Cadre Ø8</p>	 <p>4HA12/Fac</p> <p>35cm</p> <p>35cm</p> <p>Cadre Ø8</p>

#### V.4. Etude des voiles

##### Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales dues au séisme, son ferrailage s'effectuera selon le BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003, sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Un voile travaille comme une console encadrée à base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différents

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 \\ \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5 \end{array} \right.$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

##### V.4.1 Recommandation du RPA99/2003

- **Armatures verticales**

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles, sont destinées à reprendre les efforts de flexion, et elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que :  $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $s_t < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

- **Armatures horizontales**

Les Armatures horizontales doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends, leurs rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, Leurs nombre doit être égale au minimum à 4 barres/m<sup>2</sup>.

- **Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3)**

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**

- $A_{min} = 0,15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

- $A_{min} = 0,10\%$  de la section du voile, dans la zone courante.

- $\phi_l = \frac{1}{10} \times e$  (exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $St = \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent reliées avec au moins quatre épingle par 1m<sup>2</sup>. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

- $20\phi$  : Pour les barres situés dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- $40\phi$  : Pour les barres situés dans les zones ou le renversement de signe des efforts est possible.

- 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18.** Sollicitations dans le voile VY

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	761,62	173,58	559,36	181,27	-81,96	173,56	88,71
	<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	<i>ELA</i>	<i>SPC</i>	

#### V.4.2 calcul de ferrailage

➤ Le calcul de ferrailage se fera sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$ , à la flexion composée pour section ( $e \times I$ ).

La section trouvée sera comparée avec la section minimale ( $A_{min}$ ) du RPA99 et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{min} = -81,96 \text{ KN} ; M_{cor} = 173,56 \text{ KN.m}$$

$$l = 1,1 \text{ m} ; e = 0,15 \text{ m} ; d = 1,05 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{173,56}{81,96} = 2,11 \text{ m} < \frac{1,1}{2} = 0,55 \text{ m}$$

→  $N$  est un effort de traction et  $c$  à l'extérieur de la section.

➤ *spc*

$$M_{uA} = 173,56 - 81,96 \left(1,05 - \frac{1,1}{2}\right) = 132,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,043 \rightarrow \mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,05(1 - 0,4 \times 0,054) = 1,02 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,13258}{1,02 \times 400} = 3,24 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = A_s - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,28 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5,28 \text{ cm}^2$

➤ Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)

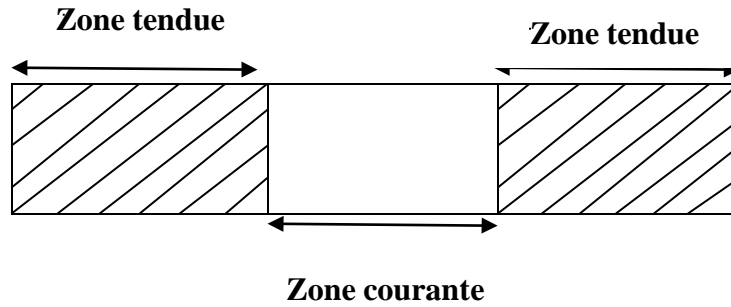


Figure.V. zone courant et tendue dans les voiles

On a :  $l = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$  Avec :  $l$  : Longueur de la zone tendue.  
 $l_c = L - 2l$   $l_c$  : Longueur de la zone comprimée.

On a :  $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$

$\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC.$   
 Soit :  $\{\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET.$   
 $\sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC.$

Dans notre cas :

$$\sigma_1 = \frac{-81,96 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,15} + \frac{173,56 \times 10^{-3}}{0,0166} \times \frac{1,1}{2} = 5,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{-81,96 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,15} - \frac{173,56 \times 10^{-3}}{0,0166} \times \frac{1,1}{2} = -6,24 \text{ MPa}$$

Donc :  $l = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{5,25 \times 1,1}{5,25 + 6,24} = 0,5 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} l_t = 0,5 \text{ m} \\ l_c = 0,1 \text{ m} \end{cases}$   
 $l_c = L - 2l = 1,1 - 2(0,5) = 0,1 \text{ m}$

➤ Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :

$A_{z.t}^{min} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,15 \times 0,5) = 1,5 \text{ cm}^2$   
 On a :  $\begin{cases} A_{z.c}^{min} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,15 \times 0,1) = 0,15 \text{ cm}^2 \end{cases}$

➤ Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)

$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0,15 \times 1,1) = 2,475 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres verticales

$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures horizontales

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

$A_h = \frac{r_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$

$$\text{Avec : } r = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 88,71 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,05} = 0,78 \text{ MPa}$$

## ❖ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$A_h = \frac{0,78 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

**Tableau V.19.** Ferrailage des voiles Vx1, Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage1	Etage 2	Etage3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Section	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1
N(KN)	-82,83	763,52	724,55	653,16	567,52	456,98	358,25	6,11
M(KN.m)	176,25	1,16	9,43	4,22	11,74	6,43	11,18	19,24
V(KN)	103,96	71,41	67,55	48,57	52,65	32,45	28,60	49,01
r(MPa)	0,92	0,63	0,60	0,43	0,46	0,28	0,25	0,43
$\bar{\xi}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_{cat}$ (cm <sup>2</sup> )	5,35	-1,036	-9,7	-8,72	-6,71	-5,58	-4,83	0,38
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475
$l_t$ (cm)	0,5	0,54	0,51	0,52	0,48	0,5	0,45	0,51
$l_c$ (cm)	0,1	0,02	0,08	0,06	0,14	0,1	0,2	0,08
$A_{tendu}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1,5	1,62	1,53	1,56	1,44	1,5	1,35	1,53
$A_z$ tendu	6,79	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
$N_{barre}$ /face	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$St$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,15	0,06	0,12	0,09	0,315	0,15	0,3	0,12
$A_z$ comp	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N_{barre}$ /face	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
$A_h^{cat}$ (cm <sup>2</sup> )	0,86	0,59	0,56	0,40	0,43	0,26	0,23	0,4
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$A_h^{uop}$ (cm <sup>2</sup> )	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N_{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$St$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

**Tableau V.20.** Ferrailage de voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage1	Etage 2	Etage3	Etage 4	Etage 5	Etage 6
Section	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3	0,15×1,3
N(KN)	-230,26	-47,84	32,07	492,03	396,29	44,05	37,32
M(KN.m)	314,61	316,16	174,41	7,36	2,004	39,55	48,31
V(KN)	143,70	100,27	88,97	61,56	68,23	47,17	44,66
r(MPa)	1,07	0,74	0,66	0,45	0,5	0,35	0,33

$\bar{\xi}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	9,16	5,97	3,13	-6,03	-4,95	0,27	0,94
$A_{min}(cm^2)$	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925
$l_t (cm)$	0,54	0,62	0,64	0,6	0,62	0,49	0,64
$l_c (cm)$	0,22	0,06	0,02	0,1	0,06	0,32	0,02
$A_{tendu}(cm^2)$	1,62	1,86	1,92	1,8	1,86	1,47	1,95
$A_z tendu$	9,24	5,97	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
$N_{barre}/face$	6HA14	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$St (cm)$	22	22	22	22	22	22	22
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,33	0,06	0,03	0,15	0,09	0,48	0,19
$A_z comp$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N_{barre}/face$	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,003	0,69	0,61	0,42	0,46	0,32	0,30
$A_h^{min}(cm^2)$							
$A_h^{aaop}(cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
$N_{barre}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$St (cm)$	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Ferrailage des voiles Vy1, Vy2, Vy3, Vy4 dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage1	Etage 2	Etage3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
Section	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1	0,15×1,1
$N(KN)$	-13,47	118,44	395,10	63,36	46,22	4,59	-14,03	40,92
$M(KN.m)$	129,98	65,70	10,96	1,45	30,91	17,66	28,56	22,54
$V(KN)$	64,21	61,52	53,39	55,24	57,78	40,97	47,59	46,79
$r(MPa)$	0,56	0,53	0,46	0,48	0,5	0,35	0,41	0,4
$\bar{\xi}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	3,26	0,075	-5,26	-0,776	0,13	0,35	0,47	-9,19
$A_{min}(cm^2)$	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475
$l_t (cm)$	0,44	0,36	0,46	0,47	0,39	0,52	0,43	0,36
$l_c (cm)$	0,22	0,38	0,18	0,16	0,32	0,06	0,24	0,38
$A_{tendu}(cm^2)$	1,32	1,08	1,38	1,41	1,17	1,56	1,29	1,08
$A_z tendu$	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02
$N_{barre}/face$	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
$St (cm)$	22	22	22	22	22	22	22	22
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,33	0,57	0,27	0,24	0,48	0,09	0,36	0,57
$A_z comp$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N_{barre}/face$	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8	1HA8
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,52	0,49	0,43	0,45	0,46	0,32	0,38	0,37
$A_h^{min}(cm^2)$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$A_h^{aaop}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01

$N^{barre}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8		2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$St (cm)$	20	20	20	20		20	20	20	20

Tableau V.22. Ferrailage des voiles Vy3e20, vy4e20, dans RDC et 1ere étage :

Niveau	RDC	1Etag
<i>Section</i>	<b>0,2×1,01</b>	<b>0,2×1,01</b>
<i>N(KN)</i>	<b>-88,79</b>	<b>128,52</b>
<i>M(KN.m)</i>	<b>181,50</b>	<b>260,24</b>
<i>V(KN)</i>	<b>82,12</b>	<b>74,71</b>
<i>r(MPa)</i>	<b>0,53</b>	<b>0,48</b>
$\bar{\epsilon}$ (MPa)	<b>5</b>	<b>5</b>
$A_{cal}(cm^2)$	<b>3,23</b>	<b>4,74</b>
$A_{min}(cm^2)$	<b>3,3</b>	<b>3,3</b>
$l_t (cm)$	<b>0,5</b>	<b>0,5</b>
$l_c (cm)$	<b>0,1</b>	<b>0,1</b>
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	<b>2</b>	<b>2</b>
$A_z^{tendu}$	<b>4,71</b>	<b>4,71</b>
$N^{barre}/face$	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
$St (cm)$	<b>30</b>	<b>30</b>
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>
$A_z^{comp}$	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>
$N^{barre}/face$	<b>1HA8</b>	<b>1HA8</b>
$A_h^{cal}(cm^2)$	<b>0,66</b>	<b>0,60</b>
$A_h^{min}(cm^2)$	<b>0,4</b>	<b>0,4</b>
$A_h^{sup}(cm^2)$	<b>1,01</b>	<b>1,01</b>
$N^{barre}$	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$St (cm)$	<b>20</b>	<b>20</b>

V.4.3 Schéma de ferrailage

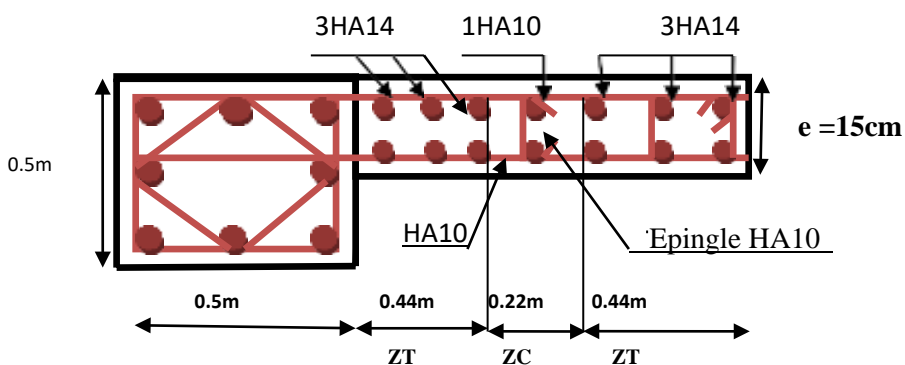


Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile Vx3au niveau RDC



**Conclusion :**

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les voiles et les poteaux sont ferrailés au minimum réglementaire.
- Les poutres sont ferrillées en fonction de leurs sollicitations tirées par logiciel ETABS.V16
- Le facteur de sécurité passe avant les besoins économiques.

**Chapitre VI**  
**Etude de**  
**l'infrastructure**

**VI. Introduction**

Les fondations sont des éléments ayant pour objet de transmettre les efforts apportés par la structure au sol, ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Les fondations peuvent être classées selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations, ce qui donne :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier général).
- Fondations profondes : sont destinés pour les sols ayant une faible capacité portante (Pieux, puits).

**2. Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{RPA99 version 2003,} \\ \text{Article 10.1.4.1.} \\ \\ \text{DTR BC2.33.} \end{array}$$

**3. Caractéristiques du sol d'assise**

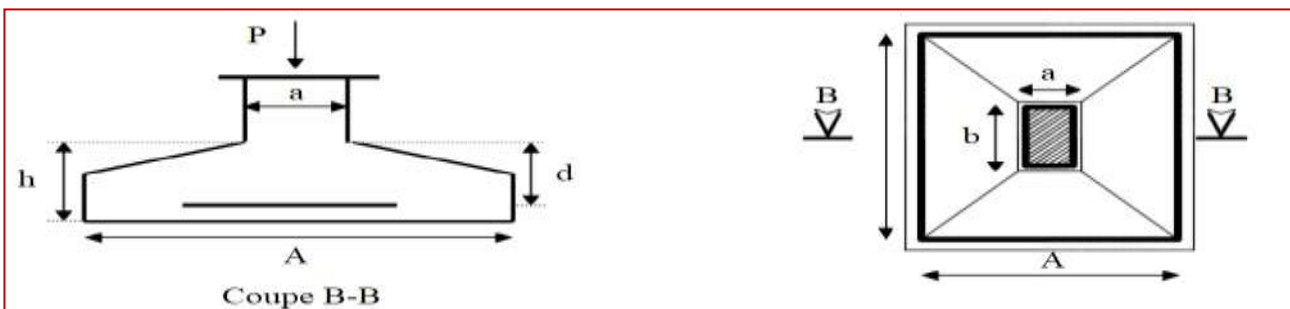
Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux à l'implantation de la construction à construire, ainsi qu'il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques données par le rapport du sol on a tiré les résultats suivants :

$$D = 1,5 \text{ m} ; Q_{adm} = 2 \text{ bar} ; \varphi = 19,48^\circ ; \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 ; C = 0,312$$

**4. Choix du type de fondation**

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation qui convient à notre structure.

**VI.2. Vérification de la semelle isolée**



**Figure VI.1. Semelle isolée**

Tel que :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (A)$

Avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V16**.

S : Surface d'appui de la semelle ( $S = A \times B$ )

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad \text{avec } (a, b = \text{dimensions d'avant poteau}).$$

$$\text{On remplace (A) dans (B)} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\bar{\sigma}_{ol} \times a}}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1360,73 \times 0,5}{0,5 \times 200}} \rightarrow B \geq 2,60 \text{ cm}$$

Même si ça passe (semelle isolée). On est obligé de passer vers un autre type de fondations superficielles ; semelle filante par ce que :

- on est obligé de fonder les voiles sous les semelles filantes
- afin d'éviter tout problèmes de déséquilibre entre les fondations sous voile et poteaux

### VI.3. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire.

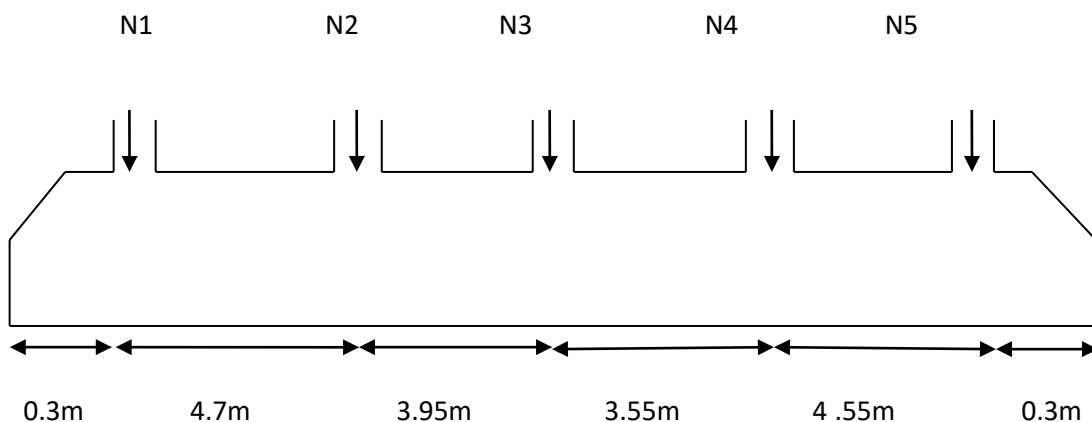


Figure VI.2. Semelle filante

$$\text{On a : } B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{ol}}$$

Avec  $N = N_s + N_i$

$N_s$  : poids propre de la semelle

Avec :  $N_i = \sum_{i=1}^5 = 4970,31 \text{ KN}$  ;  $\bar{\sigma}_{ol} = 2 \text{ Bars}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{4970,31 + 242,0625}{17,35 \times 200} = 1,5 \text{ m}$$

Vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1,5m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles finales.

On opte pour des semelles filantes.

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 Dimensionnement de différentes semelles filantes.**

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4
<b>N (kn)</b>	4318,79	5212,3725	4971,96	4040,535
<b>M (kn.m)</b>	41,43	36,75	40,07	57,15
<b>e (m)</b>	0,01	0,0087	0,0085	0,015
<b>B (m)</b>	1,3	1,5	1,5	1,20

**Calcul de la hauteur total de la semelle filante :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

$d'$ : Enrobage des armatures

$d$  : hauteur utile que doit voir vérifié la condition suivante :  $d \geq \frac{B-b}{4}$

$d = 25$  cm donc on prend  $h_t = 30$  cm

**Hauteur du glais :**

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_l + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $h_1 = 20$  cm.

**VI.4 Dimensionnement la poutre de libage :**

On a un poteau de dimension  $b = 50$  cm donc  $b_0 = b + 10 = 60$  cm

$$\frac{L_{max}}{9} < h_0 < \frac{L_{max}}{6}$$

$$0,52 < h_0 < 0,78$$

On prend :  $h_0 = 0,75$  m

**Tableau VI.2 la hauteur total de la semelle :**

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4
<b>d(cm)</b>	0,2	0,25	0,25	0,2
<b><math>h_t(m)</math></b>	0,25	0,3	0,3	0,25

**Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification nécessite une satisfaction de la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

■

$$I_x = 652,842 \text{ m}^4 ; I_y = 4,87 \text{ m}^4 ; X_G = 0,75 \text{ m} ; Y_G = 8,675 \text{ m}$$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS

**Sens x-x****Données :**

$$N = 4,97031 \text{ MN} ; M_x = 0,66675 \text{ MN.m} ; I_{xg} = 0,652842 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{4,97031}{26,025} + \frac{0,66675}{652,842} = 0,192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{4,97031}{26,025} - \frac{0,66675}{652,842} = 0,189 \text{ MPa}$$

On trouve :  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,192 + 0,189}{4} = 0,191 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA (ART 10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e = \frac{325,764}{3955,42} = 0,082 < \frac{17,2}{4} = 4,3 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**VI.6. Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SF2) à l'ELU :**

$$q_{ref} = \frac{N_u}{B \times (L - 2 \times e)} = \frac{7136,50}{1,5 \times (17,35 - 2 \times 0,007)} = 274,43 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 411,645 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

$P_u$  : représenter la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les efforts de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (libage).

**VI.7. Ferrailage :**

**1) Transversal de la semelle :**

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_a}$$

Avec :  $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$ ,  $d = 25 \text{ cm}$ ,  $b = 45 \text{ cm}$

$$A_u \geq 5,19 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml , st = 25cm

**1) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml st= 25cm

Les autres résultats des efforts sollicitant et le ferrailage des semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 les efforts et le ferrailage des différents à l'Elu :**

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4
<b>N (kn)</b>	5917,22	7136,50	6814,89	5529,24
<b>M (kn.m)</b>	56,54	50,56	55,38	78,83
<b>e (m)</b>	0,0095	0,007	0,0081	0,014
<b>qref (kn/ml)</b>	262,63	274,43	262,10	266
<b>Pu (kn/ml)</b>	341,419	411,645	393,15	319,2
<b>Acal (cm<sup>2</sup>)</b>	3,56	5,37	5,16	2,91
<b>Le choix</b>	4HA12=4,52	4HA16=6,16	4HA16=6,16	4HA14=4,52

$A_{rep} (cm^2)$	1,5	2,05	2,05	1,50
<b>Le choix</b>	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

**Vérification de la rigidité de la semelle :**

$$L_{max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + B$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} = 3,538 \text{ m ; } \quad 3,538 \text{ m} < 6\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique qui permet de déterminer la nature du la semelle filante.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 32.16 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : moment d'inertie de la semelle ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

**VI.8 Etude de la poutre de libage :**

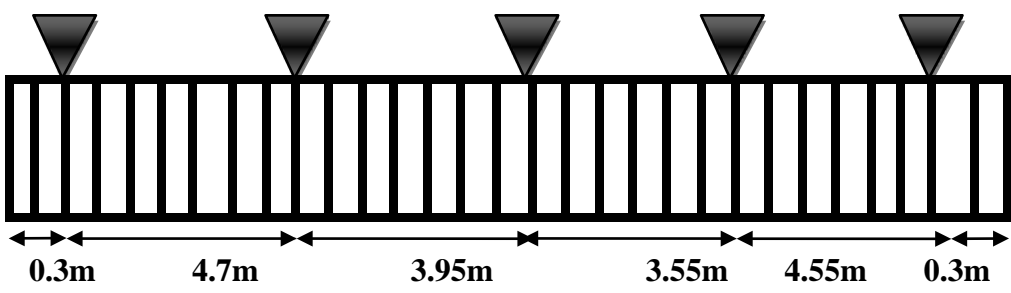


Figure VI.3.schéma statique de la poutre de rigidité

**Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

$$qu = \frac{\sum Ni}{L} \Rightarrow qu = \frac{7136,50}{17,35} \Rightarrow 411,32 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum Ni}{L} \Rightarrow q_s = \frac{5032,37}{17,35} \Rightarrow 290,05 \text{ Kn/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux. Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode de Caquot. Les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI .4.** Ferrailage de la poutre rigidité

Travées(m)	$M_t (kn.m)$	$m_a (kn.m)$	$A_t cal (cm^2)$	$Aa_{cal}$	$A_t adopt (cm^2)$	$A_a adopt (cm^2)$
4,7	715,87	833,46	28,37	31,14	10HA20 =31,42	10HA20 =31,42

Vérification nécessaire

AL'ELU :

- Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,78 cm^2$
- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ mpa} \right) = 2,5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{0,5839}{0,55 \times 0,57} = 1,86 \text{ mpa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ mpa} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Vérification a ELS :

**Tableau VI .5.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

localisation	Mser	y	I	$\sigma_{BC}$	$\bar{\sigma}_{BC}$	$\sigma_S$	$\bar{\sigma}_S$
traveé	527,52	26,9	389402,3411	3,64	15	93,67	201,63
appuis	587,73	26,9	389402,3411	4,06	15	104,36	201,63



VI.9. schéma de ferrailage

- En travée

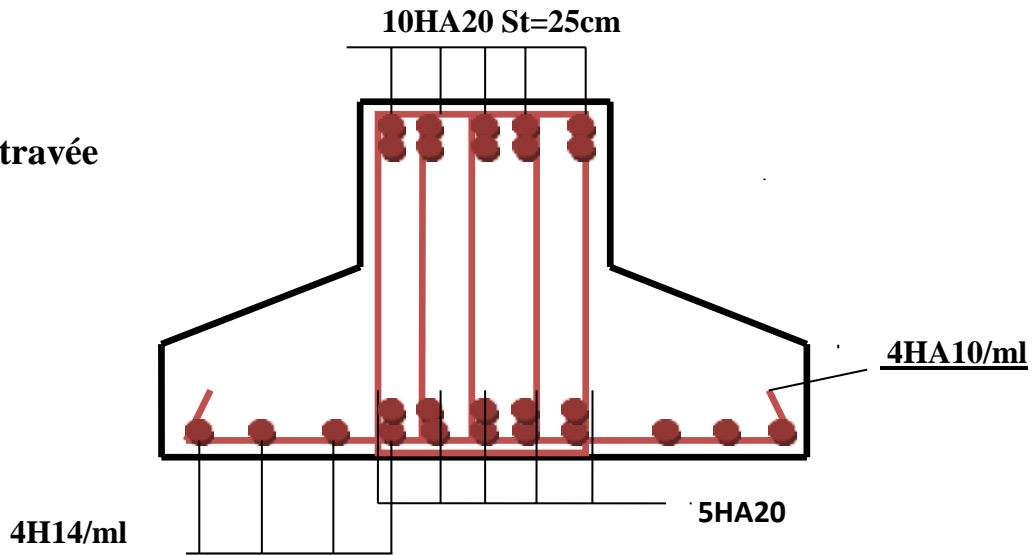


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe B-B)

- En appui

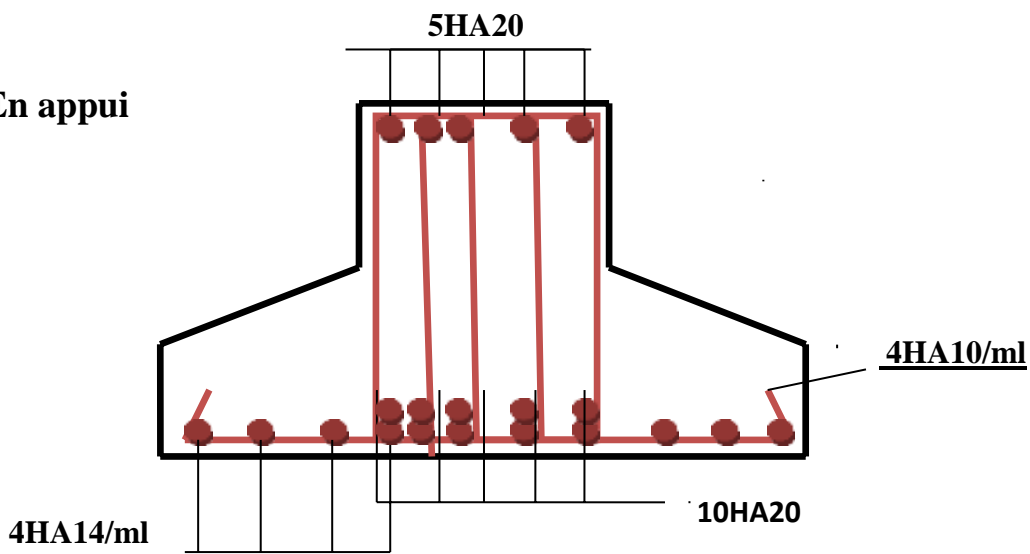


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la semelle filante (coupe A-A)

VI.10. Les longrines

Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant

les semelles.

### Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{site de catégories s2 et s3} \\ 30 \times 30 : \text{site de catégories s4} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Art10.1.1.b)}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante:

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

Avec :

$L_{max}$  : Longueur maximale entre axes des longrines

$$L_{max} = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

$$\text{soit } b = 30 ; \quad h = 30$$

### Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{site s1} \\ \alpha = 15 \\ \text{zone: II}_a \end{cases}$$

#### ➤ Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B .A.E.L91] :

**Les armatures longitudinales (Al) :**

$$Al \geq (A(Elu); A(El_s)). \quad \text{BAEL(ArtA.4.5.33)}$$

Avec :

A(ELU) : section d'armatures calculée à l'état limite ultime

A(ELS) : section d'armatures calculée à l'état limite ultime

▪ **Condition de non-fragilité :**

$A_{min} = b \times d \times F_t / 28 / F_e = 0,3 \times 0,27 \times 2,1 / 400 = 4,25 \text{ cm}^2$       **BAEL**(Art A.4.2.1)

▪ **Minimum d'armature exigé par le RPA :**

$A_{min} = 0,6\% \times b \times d = 0,006 \times 0,3 \times 0,27 = 4,86 \text{ cm}^2$       **RPA**(Art 10.1.1.b)

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6.** Ferrailage longitudinal des longrines

Nu max	F Elu	A (Elu)	Ns max	F (Els)	A(Els)	AI	Amin BAEL	Aadopté
1494,37	99,62	2,86	1085,88	72,392	2,08	4,25	4,86	6,79

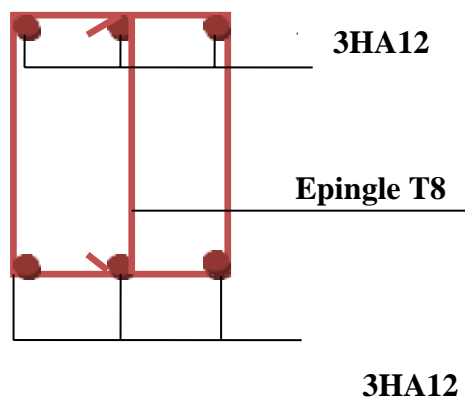
**Les armatures transversales (AI) :**

$\leq \min (h/35 ; b/10 ; 1)$

$\leq \min (18,57 ; 55 ; 25) \Rightarrow \text{oit } \emptyset \text{ t } 8$

$s_t \leq \min (20 \text{ cm} , 15 ) \Rightarrow$  ont choisit un cadre et une epingle t 8 pour une espacement de 15 cm

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.6.** Schéma de ferrailage longrine

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents Domaines des génies de la construction, l'étude de cet ouvrage nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la Réglementation en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponible Nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents technique réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment.

L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer de manière complète sans passer par une étude détaillés des déférents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments secondaires du bâtiment nous a donner les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque éléments.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit a opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné :

l'interaction verticale est vérifié a la base , de mêmes pour l'interaction horizontale qui est vérifié a tout les niveaux dans les deux sens , le model obtenu vérifie toutes les vérifications nécessaires. Après l'étude dynamique il a été constaté qu'il est nécessaire de redimensionner les éléments de la structure en augmentant les sections des poteaux.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont souvent ferrailés par le minimum du RPA99/2003, les exigences du RPA99/2003 valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

L'étude des fondations est en fonction des charges exercer par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduit a opter pour une semelle filante .

# ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L . 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ Etabs 2016
- ✓ Word 2007
- ✓ POWER POINT 2010
- ✓ EXEL 2013

## ANNEXE 1

### 1-Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	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	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
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	11.00	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	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	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	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	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

## ANNEXE 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la construction d'une habitation en R+7 + entre sol avec toitures à BNIKSIILA et wilaya de Bejaïa.

1. D'après les résultats des essais pénitrométriques et sondage carotte, ainsi que les essais au laboratoire, et les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :
2. Les sondages pénitrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante.
3. L'analyse des pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes très fortes en surface et attendre le refus dans la première couche de sous-sol qui est représenté par des schiste altéré beige et grisâtre ;
4. D'après les résultats des essais sur site et au laboratoire, on opte pour le cas défavorable donné par des essais au laboratoire,
5. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **1,50 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel (bas talus) soit dans la couche des schistes altéré beige et grisâtre, et de prendre comme contrainte admissible  $Q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$  ;
6. Paramètres physiques et mécaniques à prendre dans le calcul des fondations et la modélisation des talus sont comme suite ;

$\gamma_h \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma_d \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\Phi \text{ (}^\circ\text{)}$	C (bars)
1,94	1,82	19,48	0,312

7. Le terrain ne présente aucun signe de glissement (situation stable) ;
8. Nous constatons que le sous-sol du terrain retenu et composé d'un sol formé d'une formation cohérent représentée par des schistes altérés beige et grisâtre recouvert par une couche végétale ;



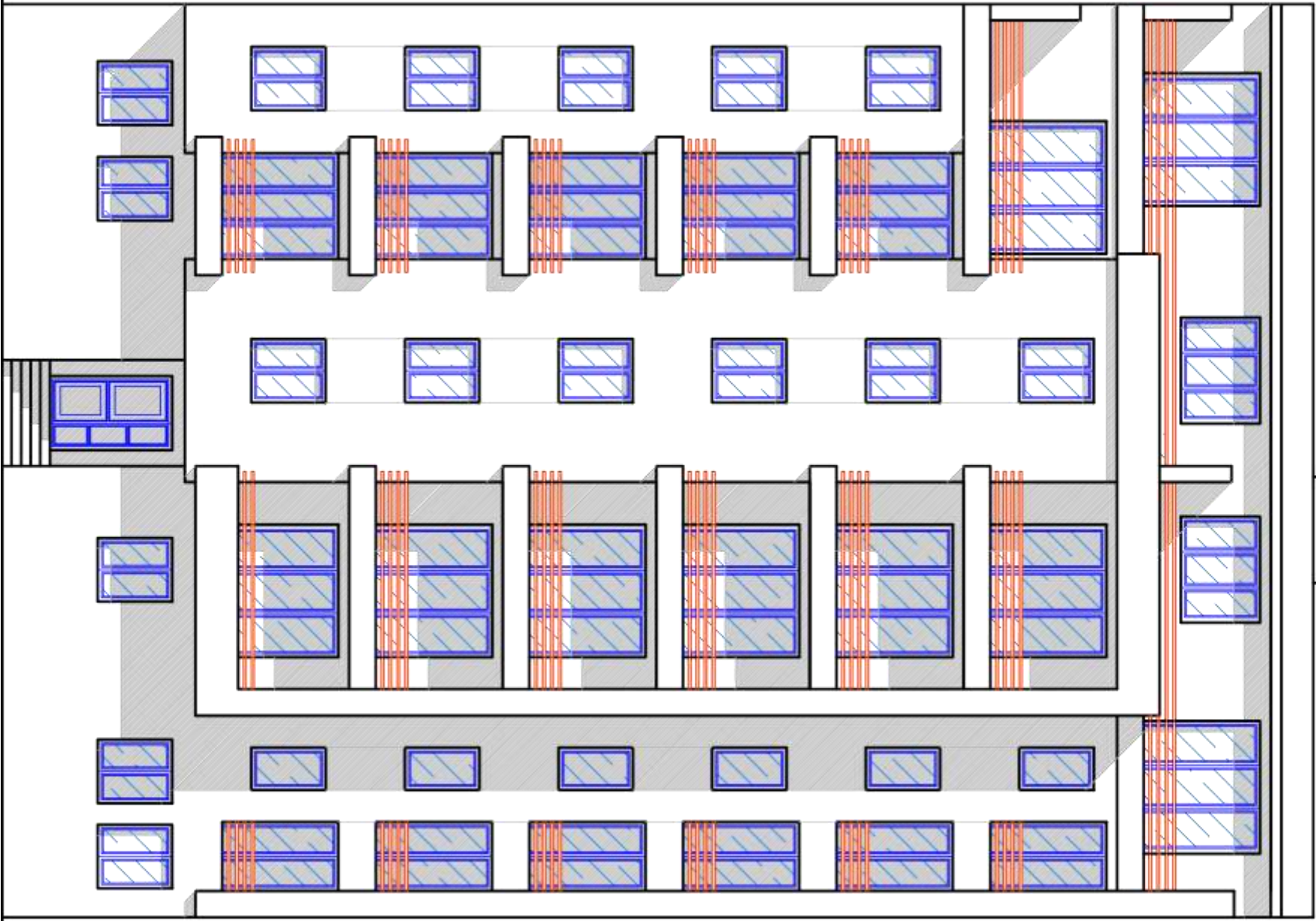
9. Aucune présence d'eau n'est signalée, selon l'intervention de notre laboratoire à des profondeurs indiquées par les sondages carottés ;
10. La résistance du sol à la pénétration dynamique est homogène horizontalement tant verticalement sur toute la surface de terrain, les refus sont superficiels dû à la formation compacte du sous-sol (schiste altéré) ;
11. Les fouilles des fondations devront être effectuées pendant des conditions climatiques favorables, celles-ci seront immédiatement bétonnées ;
12. Nous pouvons classer le sol en catégorie *SI* selon la valeur donnée par les essais préssiométrique  $p_{ie}^* = 5.48 \text{ Mpa} \Rightarrow p_{ie}^* > 5 \text{ Mpa}$  (site rocheux) .
13. D'après les résultats des analyses chimiques de l'eau n'est pas agressif pour les bétons de fondations et ce dernier il peut être utilisée comme eau de gâchage pour les bétons hydrauliques de ce projet ;
14. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
15. Procéder aux terrassements par gradins (banquettes) afin d'éviter tout risque de glissement ;
16. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

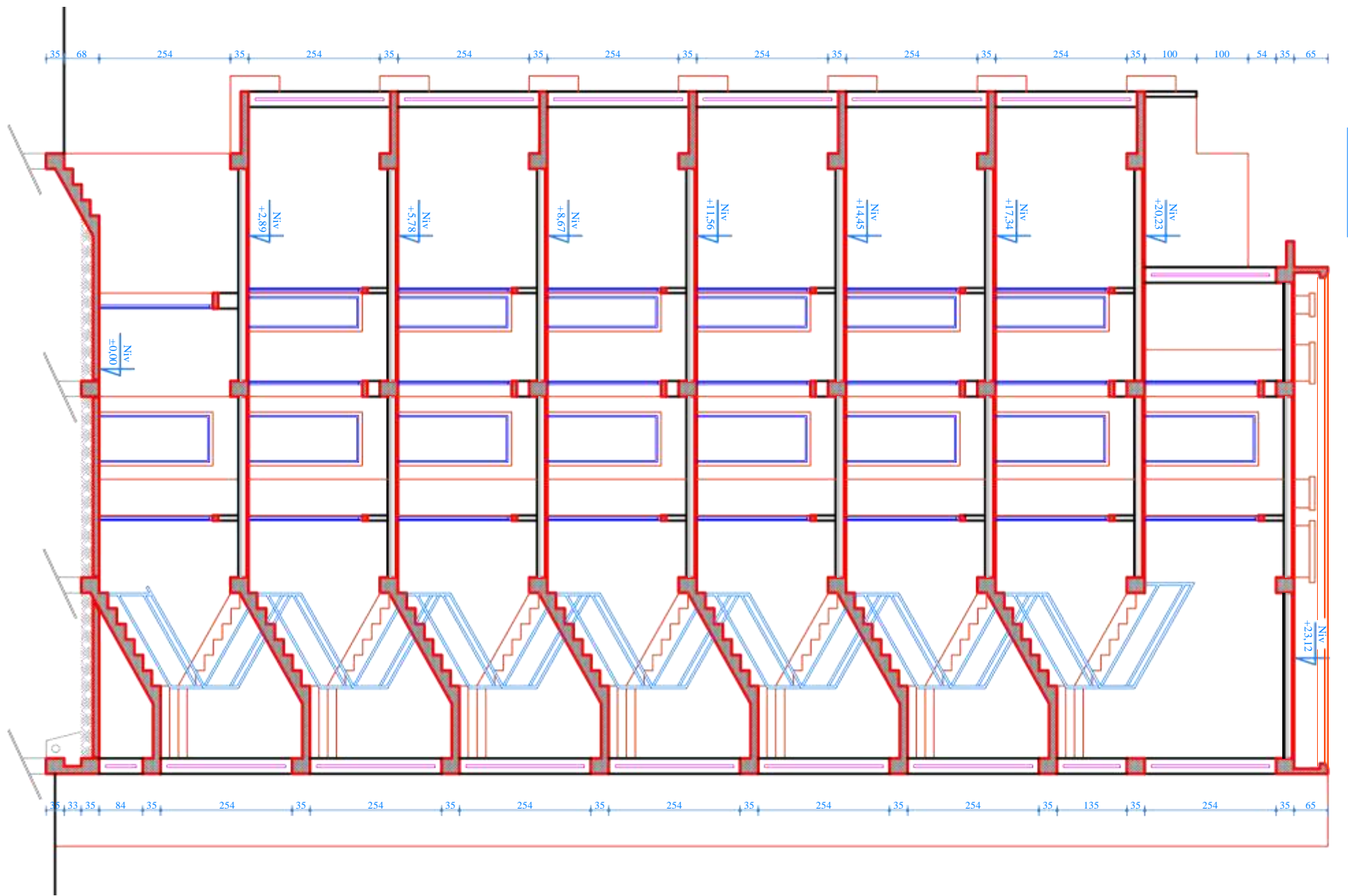
INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

DJILALI  
Chef de Service  
Djm



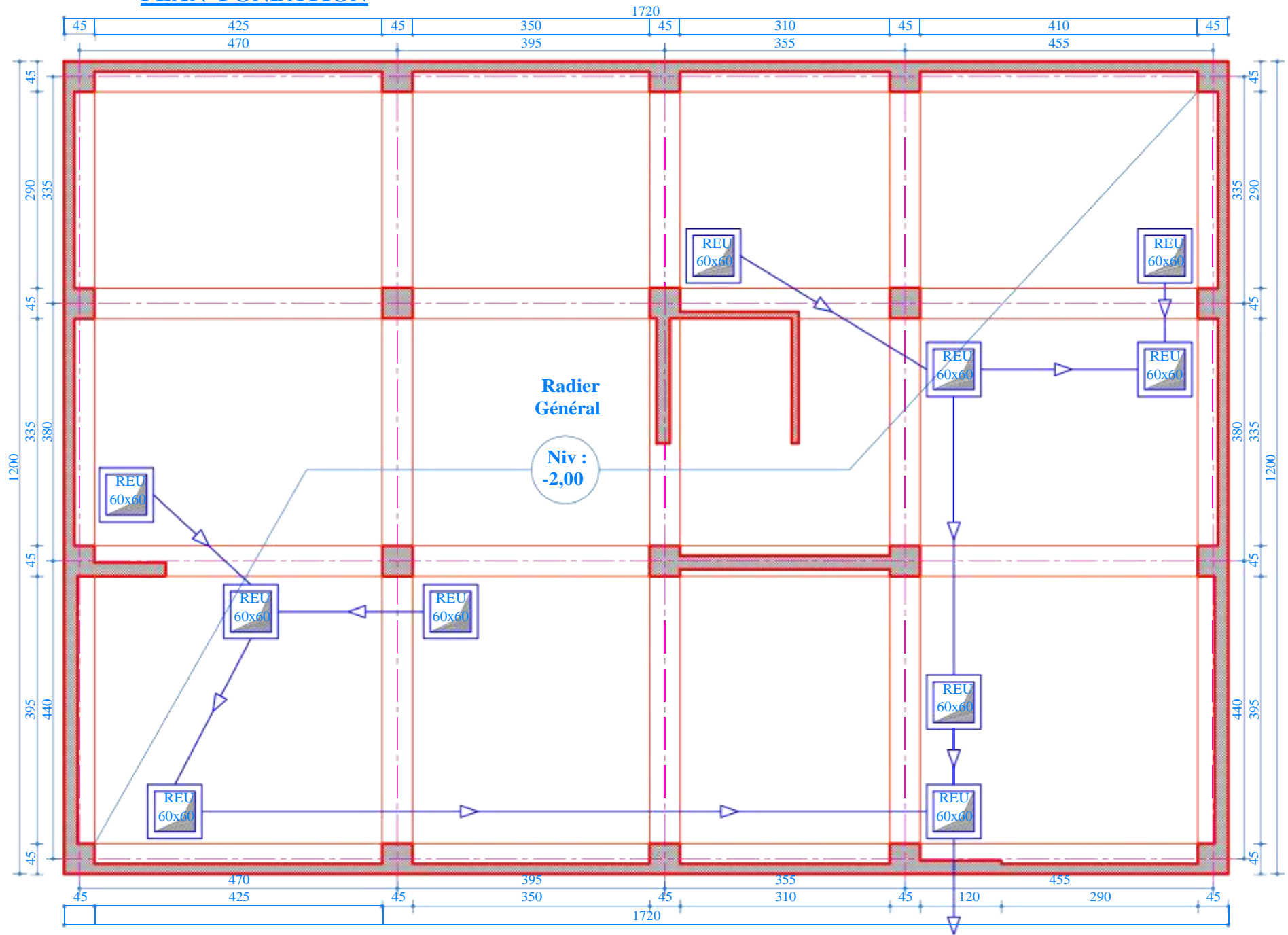
FACADE NORD



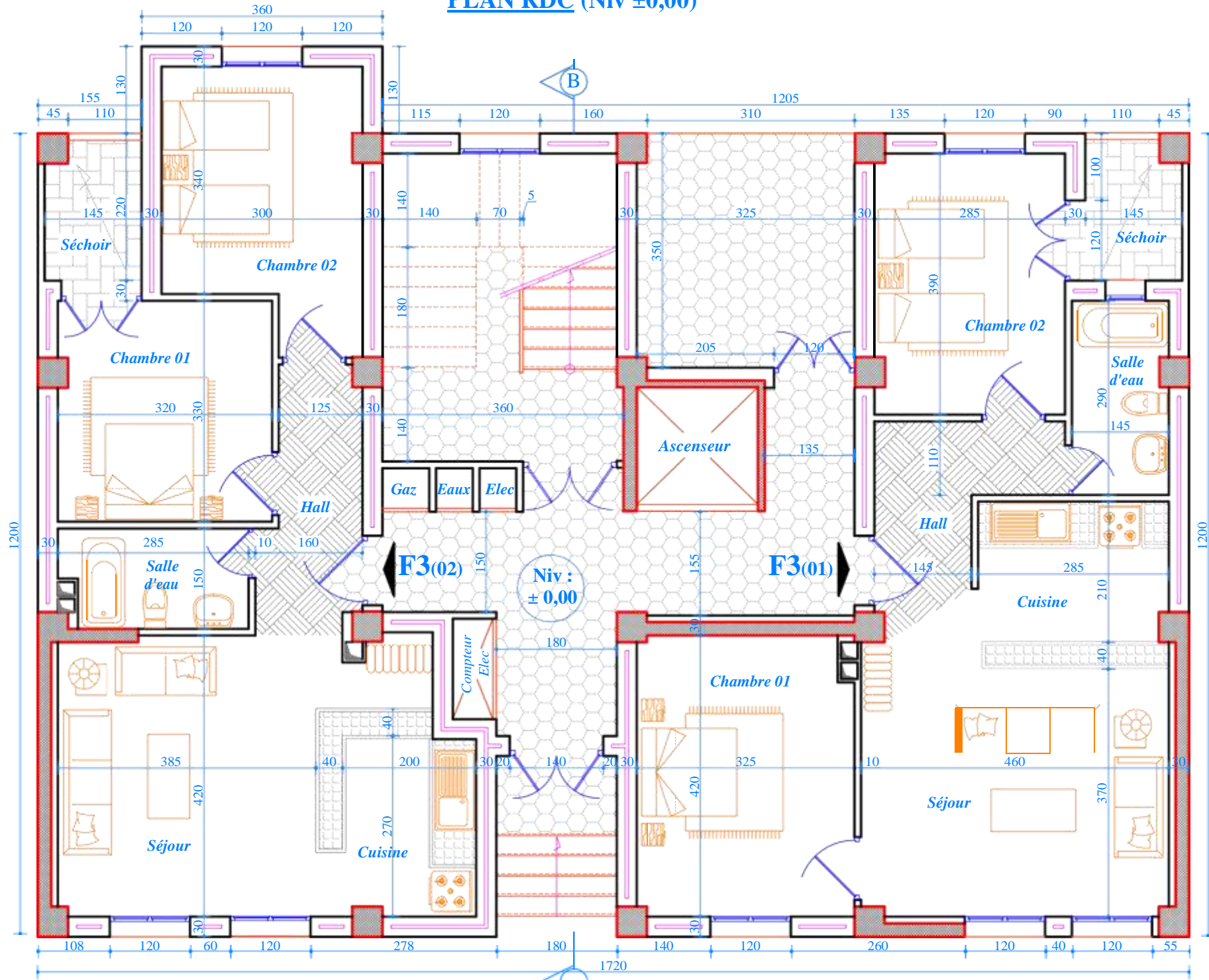




# PLAN FONDATION

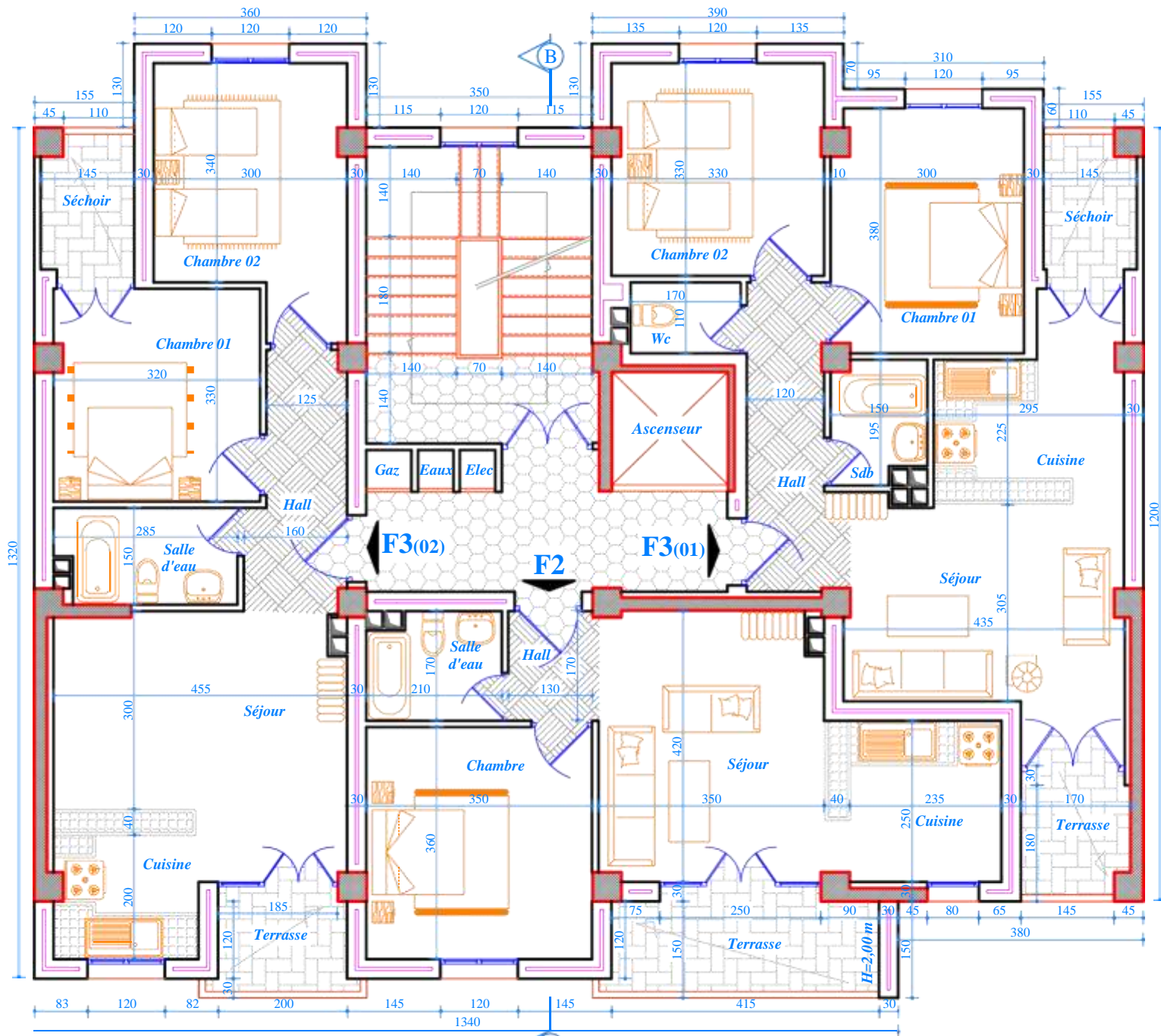


# PLAN RDC (Niv ±0,00)



**PLAN ETAGE 01 à 05 (Niv +2,89 à 14,45)**

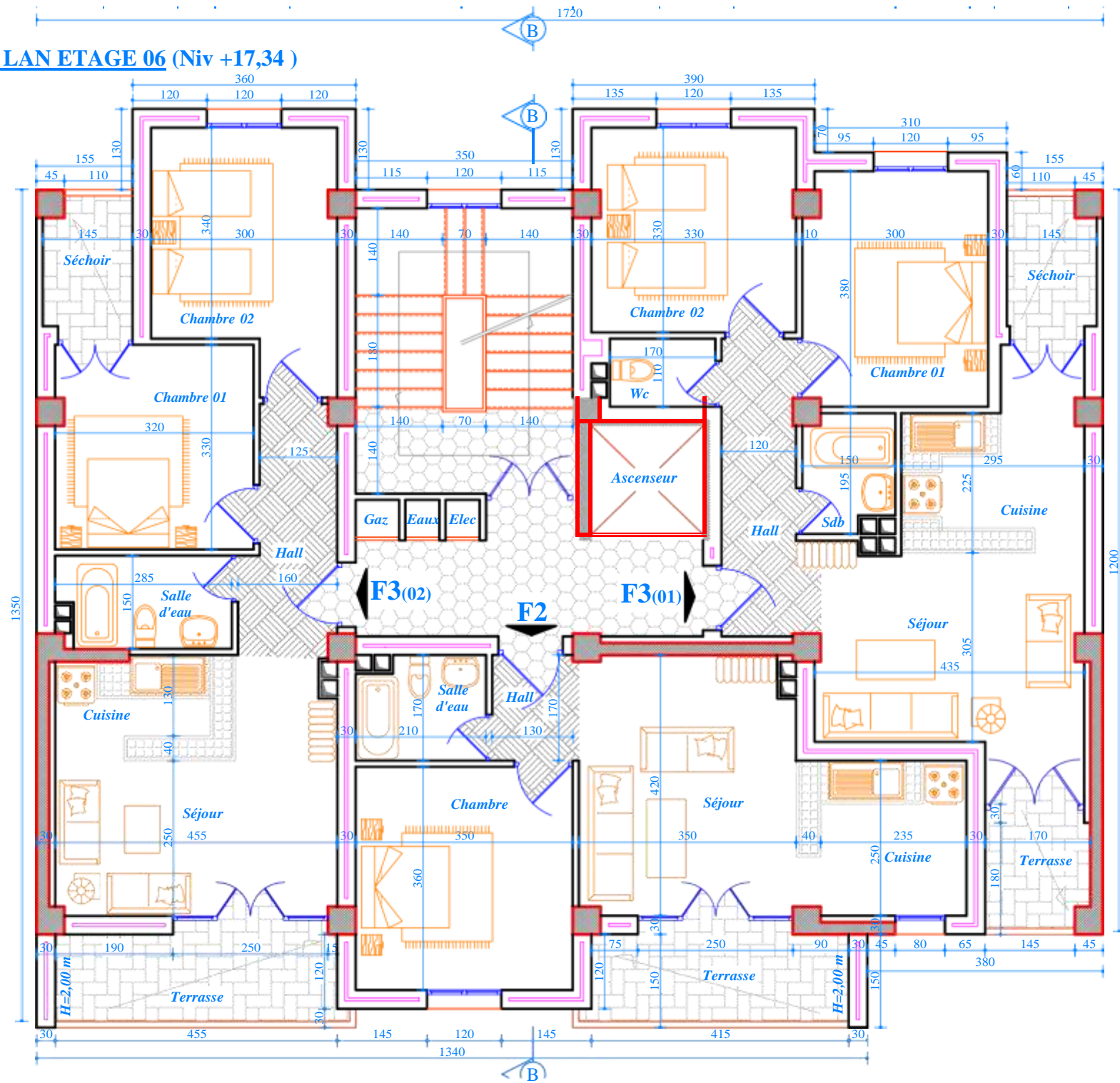
Evacuation  
EU vers STEP



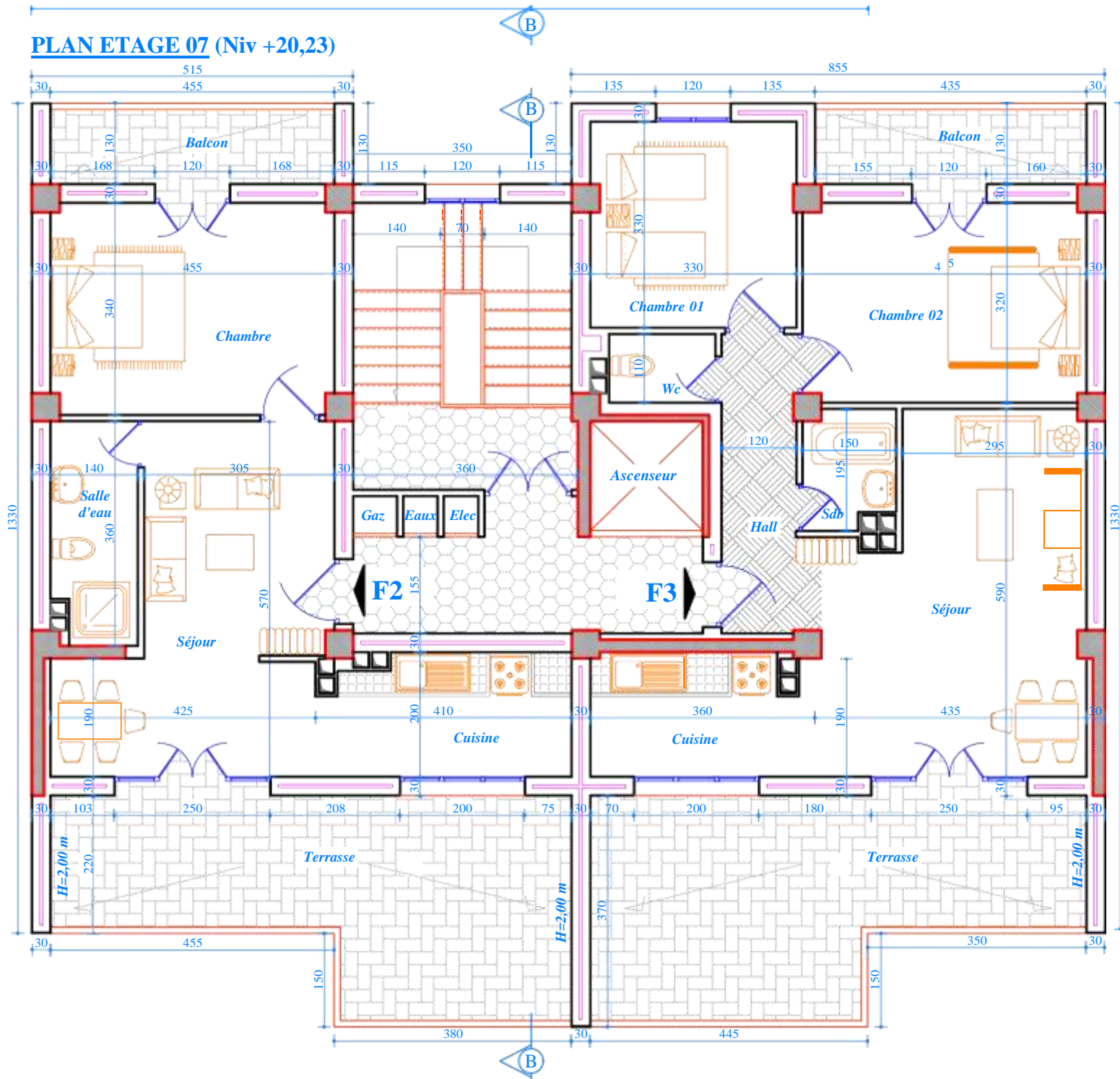
**PLAN ETAGE 07 (Niv +20,23)**



LAN ETAGE 06 (Niv +17,34)



# PLAN ETAGE 07 (Niv +20,23)





# PLAN COUVERTURE

