



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté De Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

**En Vue de l'Obtention du Diplôme Master 2 en Génie Civil
Option : Structure**

Thème :

*Etude d'un Bâtiment (R+7 Avec entre sol) à Usage multiple
contreventé par un système mixte.*

Préparé par : Encadré par :

**M^r.BELAID Nedjmeddine M^{me}BOUICHE
M^r.FOURAR Lounis**

Jury:

**M^r
M^r**

Promotion 2017-2018

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir guidé et aidé.

Nous tenons vivement à remercier nos deux familles qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promotrice M^{me} Bouiche pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant notre cycle universitaire.

Nous tenons aussi à remercier vivement nos amis Adnani Lounes et Guenaoui Amel pour leurs aides, leurs conseils et leurs disponibilités.

Nos remercîment aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous nos amis(e) et toute la promo de master génie civil 2018.

Dédicaces

Nulle œuvre n'est plus exaltante que celle réalisée par le soutien moral et financier des personnes qui nous sont proches

Je tiens à dédier ce mémoire à :

Mes parents, qui ont œuvré pour ma réussite, de par leur amour , leur soutien, leur assistance et leurs prières. Soyez fières de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices pour m'aider à avancer dans la vie ;

Mes adorables sœurs Mélissa et Choubla et mon cher frère Amine que j'aime énormément ;

Safou et a toute son adorable famille ;

la mémoire de mes très chers grands parents. ;

Mes oncles et tantes et tout membre de ma famille ;

Mon binôme et ami Lounis, et aussi à tous mes amis(e) sans exception.

B.Nedjm eddine

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes frères et A mes sœurs

Mon binôme et ami Nedjmou et A tous mes amis (es)

F. lounis

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES

1. Introduction	2
2. Implantation et description de l'ouvrage.....	2
3. Caracteristiques de l'ouvrage	3
3.1.Description architecturale.....	
3.2.Description structurale.....	
4.Choix du contreventement.....	4
5. Reglements et normes utilises	4
6. Les etats limites.....	4
7. Caracteristiques mecaniques des materiaux	6
8. Actions et sollicitations	11

CHAPITRE II : PRE DIMMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1. Introduction	13
2. Les planchers.....	13
2.1.Planchers a corps creux.....	
2.2.Plancher en dalles pleines.....	
3. Les poutres	16
3.1.Poutres principales.....	
3.2.Poutres secondaires.....	
3.3.Poutes de chainages.....	
4. Les voiles.....	17
5. Les escaliers	18
6. L'acrotere.....	22
7. Les poteaux	23
8.Evaluationdes charges.....	23
9. Descente de charges.....	27
10. Verification pour les poteaux (p1et p2).....	35
11. Conclusion.....	39

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

1. Introduction.....	40
2. Calcul des planchers.....	40
2.1.Plancher a corps creux.....	
2.2. Plancher en dalles pleines.....	

3. Etude de l'ascenseur.....	63
4. etude de la poutre de chainage	68
5. Etude de l'acrotère.....	71

6.1. Escalier.....	75
6.2. Poutre palier.....	78

CHAPITRE IV : Etude Dynamique

1. Introduction.....	82
2. Modélisation.....	82
2.1. Choix de la méthode de calcul.....	
3. Présentation de la méthode modale spectrale.....	83
4. VERIFICATION DES RESULTATS OBTENUS VIS-A-VIS DES EXIGENCES DU RPA99/2003.....	88
4.1. Justification de l'interaction voile-portique	
4.2 Vérification de la résultante des forces sismique a la base	90
4.3 Vérification vis-a-vis des déplacement de niveaux.....	90
4.4. Justification vis-a-vis de l'effet (P- Δ).....	91
4.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	92
5. Conclusion.....	92

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

1. Introduction	94
2. Etude des poteaux.....	94
3. Etude des poutres.....	102
4. Etude des voiles.....	113
5; conclusion.....	122

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	123
2. Combinaisons de calcul.....	123
3. Reconnaissance du sol.....	123
4. Choix du type de fondation.....	123
5. Etude du mur de soutènement.....	128
6. Conclusion.....	140

CONCLUSION GENERALE	141
----------------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANS DE LA STRUCTURE

Table des figures

Figure I.1. Plan de masse du projet.....	2
Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.....	9
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	10
Figure II.1. Plancher a corps creux	13
Figure II.2. Disposition des poutrelle sur les différents planchers	13
Figure II.3. Disposition des dalles sur les différents planchers	16
Figure II.4. Les poteaux les plus sollicités.....	27
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle	43
Figure III.2. Schéma statique des moment sur la poutrelle	44
Figure III.3. Schémas de ferrailage de la poutrelle étage courant	55
Figure III.4. Coup du plancher	55
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle D1	62
Figure III.6. Coupe transversale d'ascenseur	63
Figure III.7. Schéma représentant la surface d'impact	63
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur et la salle machine	68
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	70
Figure III.10. Coupe transversal de l'acrotère	71
Figure III.11. Schéma des sollicitations dans l'acrotère.....	71
Figure III.12. Section de l'acrotère a ferrailer	73
Figure III.13. Schéma de ferrailage de l'acrotère	75
Figure III.14. Schéma statique de l'escalier	75
Figure III.15. Vue en plan d'un Escalier droit a deux volées.....	78
Figure III.16. Plan de ferrailage de l'escalier	78
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière	81
Figure IV.1. Spectre de réponse	86
Figure IV.2. Disposition de voiles	87
Figure IV.3. Mode de vibration (1).....	88
Figure IV.4. Mode de vibration (2).....	88
Figure IV.5. Mode de vibration (3).....	88
Figure V.1. Zone nodale.....	95
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales	96
Figure V.3. Section d'un poteau.....	100
Figure V.4. Schémas de ferrailage de la poutre principale (RDC).....	104
Figure V.5. Schémas de ferrailage de la poutre secondaire (RDC)	104
Figure V.6. Répartition des moment dans les zones nodale.....	108
Figure V.7. Formation de rotules plastique	108
Figure V.8. Schémas de ferrailage du poteau RDC	112

Figure V.9. Schémas de ferrailledu poteau du 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	112
Figure .V.10 Schémas des contraintes.....	115
Figure .V.11 Schéma de ferrailage du voile v_{y3} (RDC).....	122
Figure .VI.1 Schéma de ferrailage de la semelle isolée et de la longrine.....	128
Figure .VI.2 Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	129
Figure .VI.3 Calcul du moment au point A.....	132
Figure .VI.4 Schéma du rideau.....	136
Figure .VI.5 Schéma explicatif des charges sur la semelle avant.....	138
Figure .VI.6 Schéma explicatif des charge sur la semelle arrière.....	139
Figure .VI.7 Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	140

Liste des Tableaux

Tableau II.1. Pré dimensionnement des dalles pleines	16
Tableau II.2. Dimensions des voiles	18
Tableau II.3. Dimensionnement des escaliers de différents niveaux.....	21
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	24
Tableau II.6. Evaluation des charges de la dalle pleine.....	24
Tableau II.7. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	25
Tableau II.8. Evaluation des charges du palier.....	25
Tableau II.9. Evaluation des charges des volées	26
Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre	28
Tableau II.11. Discente de charge pour le poteau 1.....	29
Tableau II.12. Discente de charge pour le poteau 2.....	34
Tableau II.13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.....	36
Tableau II.14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités dans tous les niveaux	38
Tableau II.15. Dimensions des poteaux.....	39
Tableau III.1. Différents types de poutrelles	42
Tableau III.2. Choix des méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles	43
Tableau III.3. Les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.....	43
Tableau III.4. Calcul des moments isostatiques	44
Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	45
Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	46
Tableau III.7. Sollicitations des poutrelles du plancher RDC	46
Tableau III.8. Sollicitations les plus défavorables.....	46
Tableau III.9. Vérification de la flèche de la poutrelle type 5.....	53
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à L'ELU des différents niveaux.....	53
Tableau III.11. Vérifications nécessaires à L'ELU	53
Tableau III.12. Vérification des contraintes à L'ELS	53
Tableau III.13. Vérification de la flèche à L'ELS	54
Tableau III.14. Données des différents types de dalle pleine.....	56
Tableau III.15. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	60
Tableau III.16. Vérification de l'effort tranchant.....	60
Tableau III.17. Calcul du ferrailage à L'ELU	60
Tableau III.18. Vérifications des contraintes à L'ELS	61
Tableau III.19. Evaluation de la flèche	61

Tableau III.20. ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	65
Tableau III.21. Vérification des contraintes a L'ELS	66
Tableau III.22. Ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur	67
Tableau III.23. Vérification des contraintes	68
Tableau III.24. Moments et ferrailages correspondant aux poutres de chaînage.....	69
Tableau III.25. Vérification des contraintes	70
Tableau III.26. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	72
Tableau III.27. Sollicitations de l'escalier a deux volées.....	76
Tableau III.28. Ferrailage de l'escalier.....	76
Tableau III.29. Vérification des contraintes a L'ELS	77
Tableau III.30. Résultats de ferrailage de la poutre palier (en F.S).....	79
Tableau III.31. Vérification des contraintes a L'ELS	81
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	84
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	87
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voile-portique sous charges verticales.....	89
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voile-portique sous charges horizontales	89
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismique a la base.....	90
Tableau IV.6. Vérification des déplacements de niveaux.....	90
Tableau IV.7. Justification vis-a-vis de l'effet P- Δ	91
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	92
Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux	93
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	95
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux	97
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux	98
Tableau V.4. Ferrailage transversales des poteaux	98
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	99
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	100
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	101
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale	101
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40)cm ²	103
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires(30×40)cm ²	104
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	106
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	106
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton	107
Tableau V.14. vérification de la flèche pour la poutre principale.....	107
Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux.....	109
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales.....	109
Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	109
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	110
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	110

Tableau V.20. Ferrailage longitudinal des poteaux	111
Tableau V.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale	111
Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	111
Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile v_{y3}	114
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x1} dans tous les niveaux	117
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x2} dans tous les niveaux	118
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x2} dans tous les niveaux	118
Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x2} dans tous les niveaux	119
Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x2} dans tous les niveaux	120
Tableau V.29. Sollicitations et ferrailage du voile v_{x2} dans tous les niveaux	121
Tableau VI.1. Calcul du moment de chaque section par rapport au point A.....	132

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
A_t : Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δf_{t adm} : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t :Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h₀ :Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e :Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} :Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} :Moment d'inertie correspondant à g.
E_i : Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} :Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
e_v : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s :Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} :La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN). N : Effort normale du aux charges verticales	l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
T : Effort tranchant.	M : Moment en général
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime

S_r : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
St : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	M_s : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{Qi} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	fe : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.	σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poisson	σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.	σ_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λ_v : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
μ_i : Moment réduit limite.	μ_u : Moment ultime réduit
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m ³).	γ_b Coefficient de sécurité.
γ_S : Coefficient de sécurité.	q_u : Charge ultime
h_t : Hauteur total du radier (m).	R : coefficient de comportement global.

Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Pour cela, l'ingénieur doit jouer son rôle dans la conception, le calcul et la réalisation des ouvrages par le respect des différents règlements notamment les règles parasismiques Algériennes afin de garantir une sécurité convenable aussi bien aux vies humaines qu'aux biens matériels. Pour que cette sécurité soit assurée, l'ingénieur de génie civil doit tout d'abord faire une bonne conception de l'ouvrage par un bon choix du système de contreventement, en deuxième lieu il doit faire un bon choix des matériaux de construction ainsi que la maîtrise de l'exécution. Enfin, il doit respecter les conditions minimales de construction sans oublier de tenir compte du coût de réalisation et de l'esthétique.

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude, consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+7 et un entre-sol) à usage d'habitation et de commerce.

Notre travail est organisé comme suit : Dans le premier chapitre on présentera les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concernera le pré dimensionnement des éléments constituant la structure : les poteaux, les poutres, les voiles, les dalles pleines...etc. Le chapitre trois sera consacré au calcul des éléments secondaires par calcul des sollicitations et du ferrailage. Dans le quatrième chapitre, nous allons étudier le comportement dynamique de notre structure qui consiste à trouver une meilleure disposition des voiles de contreventements qui assure un bon comportement dynamique de la structure tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude des éléments principaux : les poteaux, les poutres et les voiles par détermination de leurs ferrailages, et on terminera par le chapitre six qui concerne l'étude et le choix du système de fondation adéquat à notre structure.

Enfin, notre projet s'achèvera par une conclusion générale.

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers

III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

* Méthode forfaitaire (du BAEL 91/99)

❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

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

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée (adjacente à l'appui) la plus longue.
- $M_0 = ql^2/8$.

Moments en travées

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

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.
- M_0 : moment isostatique max dans la travée considérée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

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

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ Méthode de Caquot (du BAEL 91)

❖ Condition d'application

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

❖ Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ Application de la méthode

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

Moment en travée :

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

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

Efforts tranchants

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

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec :

- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l : Portée de la travée.

Remarque

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

➤ **Types de poutrelles**

On distingue sept types de poutrelles.

Tableau III.1. Différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles	Plancher
Type 1		RDC jusqu'au 6 ^{ème} étage
Type 2		RDC jusqu'à la Terrasse inaccessible
Type 3		RDC jusqu'à la Terrasse inaccessible
Type 4		RDC jusqu'à la Terrasse inaccessible
Type 5		RDC jusqu'au 6 ^{ème} étage
Type 6		Du RDC jusqu'au 5 ^{ème} étage
Type 7		RDC jusqu'à la Terrasse inaccessible

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

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 pour les différents types de poutrelles

Type de poutrelle	Conditions d'application	Méthode adoptée
Type1 jusqu'à Type7	Vérifiées	Forfaitaire

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, pour la méthode forfaitaire,

III.2.1.1 Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 5 (plancher étage courant).

➤ Schéma statique

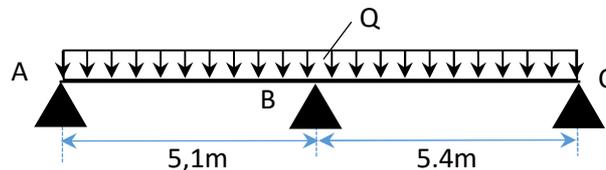


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU} : \begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \\ q_u = P_u \times l_0 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} P_s = G + Q \\ q_s = P_s \times l_0 \end{cases}$$

Le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle est donné dans le tableau qui suit :

Tableau III.3 Les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
			ELU	ELS	
Plancher étage courant	5.63	1.5	ELU	9.84	6.40
			ELS	7.12	4.63

Calcul des sollicitations dans la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

Tableau III.4 Calcul des moments isostatiques

Travée	L(m)	$M_0 = ql^2/8$ (KN.m)		$M = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$	
		ELU	ELS	ELU	ELS
AB	5.1	20.80	15.05	23.33	16.89
BC	5.4	23.33	16.89		

Calcul des moments

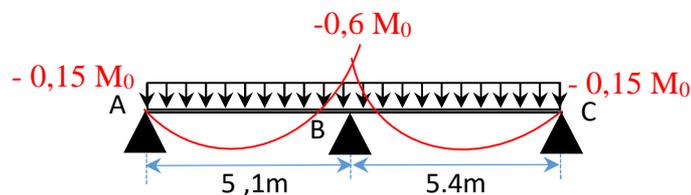


Figure III.2 schéma statique des moment sur la poutrelle

Moments aux appuis

Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{int}} = - 13.99 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{int}} = - 10.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10/a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_A^{rive} = M_C^{rive} = -0,15 M_0$

Donc
$$\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 3.49 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 2.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

Moments en travées

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0^{BC} \text{ (travée de rive)} \\ M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0^{BC} \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases} \dots\dots\dots(2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.43 + 1.5} = 0,21$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,063 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,631 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.065 M_0^{BC} - 0.3 M_0^{AB} \dots\dots\dots(1) \\ M_t^{BC} \geq 0,623 M_0^{BC} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

Entre (1) et (2) on prend le max le plus défavorable :

$$(1): \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 17.8 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 12.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 16,32 \text{ KN} \\ V_B = -19.88 \text{ KN} \end{cases}$ Travée BC : $\begin{cases} V_B = 19.88 \text{ KN} \\ V_C = -17.28 \text{ KN} \end{cases}$

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

Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

$$\begin{cases} G_{Terrasse\ inacc} = 6.7 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{Terrasse\ inacc} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Types	Méthode	Lmax (m)	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max Vu (KN)	Evaluation des moments		
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T7	Forfaitaire	5	-3,12	-11,14	17,82	-19,22	-2,25	-8,13	13,01
T2		5,1	-3,12	-13,37	16,71	20,09	-2,25	-9,76	12,2
T3		5,1	-3,12	-13,37	16,71	-20,09	-2,25	-9,76	12,2
T4		5,1	-3,12	-13,37	16,71	-20,09	-2,25	-9,76	12,2
Max			-3,12	-13,37	17,82	20,09	-2,25	-9,76	13,01

Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles du plancher Etage courant

$$\begin{cases} G_{\text{Etage courant}} = 5.63 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{\text{Etage courant}} = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Types	Méthode	Lmax (m)	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max Vu (KN)	Evaluation des moments		
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	forfaitaire	5,4	-3,49	-11,67	18,97	19,01	-2,53	-8,44	13,73
T2		5,1	-3,12	-12,49	15,88	18,77	-2,25	-9,04	11,49
T3		5,1	-3,12	-12,49	15,88	-18,77	-2,25	-9,04	11,49
T4		5,1	-3,12	-12,49	15,88	-18,77	-2,25	-9,04	11,49
T5		5,4	-3,49	-14	17,8	19,88	-2,53	-10,13	12,89
T6		5,1	-3,12	0	20,81	16,32	-2,25	0	15,07
T7		5	-3,12	-10,4	16,92	17,96	-2,25	-7,53	12,25
Max			-3.49	-14	20,81	19.88	-2.53	-10.13	15.07

Tableau III.7. Sollicitations des poutrelles du plancher RDC

$$\begin{cases} G_{RDC} = 5.63 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{RDC} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Types	Méthode	Lmax	E L U				E L S		
			Evaluation des moments			Effort Tranchant max Vu (KN)	Evaluation des moments		
			M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T5	Forfaitaire	5,4	-3,49	-16,13	21,31	22,90	-2,53	-11,55	15,26
T2		5,1	-3,12	-14,39	19	21,63	-2,25	-10,31	13,61
T6		5,1	-3,12	0	23,98	18,81	-2,25	0	17,18
T7		5,4	-3,49	-13,44	22,65	21,91	-2,53	-9,63	16,22
Max			-3.49	-16.13	23.98	22.9	-2.53	-11.55	17.18

Tableau III.8 Sollicitations les plus défavorables

NIVEAU	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC	-3.49	-16.13	23.98	22.9	-2,53	-11,55	17,18
Etage courant	-3.49	-14	20,81	19,88	-2,53	-10,13	15,07
terrasse inaccessible	-3,12	-13,37	17,82	20,09	-2,25	-9,76	13,01

Ferraillage longitudinal

Le calcul des armatures se fait pour une section en « T » à la Flexion Simple un exemple de calcul est donné ci –après .les résultat des autres poutrelles seront résumés dans des tableaux

Exemple de calcul ;

On reprend la poutrelle déjà calculé avec Methode Forfaitaire (type 5).

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 17,8 \text{ KN.m} \\ M_B^{inter} = -14 \text{ KN.m} \\ M_A^{rive} = -3.49 \text{ KN.m} \\ V = 19,88 \text{ KN} \end{cases} ELS \begin{cases} M_t = 12,89 \text{ KN.m} \\ M_B^{inter} = -10,13 \text{ KN.m} \\ M_A^{rive} = -2,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{520}{10} \right)$$

Données :

b = 65 cm ; b₀ = 12 cm ; h = 25 cm ; h₀ = 5 cm; Fe= 400 Mpa; f_{c28} = 25 Mpa

➤ **Ferraillage en travée**

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right)$$

M_{Tu} = 0,0946 MN.m > M_{tu} = 0,02131 MN.m ⇒ Calcul d’une section rectangulaire (b ×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,0178}{14,2 \times 0,65 \times 0,23^2} = 0,036 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc A' = 0 ⇒ f_{st} = f_e/γ_s = 400/1,15 = 348 MPa

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}] = 0,0464$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,23(1 - 0,4 \times 0,0464) = 0,225m$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,0178}{0,225 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_t^{min} = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferrailage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Bu}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{14 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,23^2} = 0,155 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

On a, $f_e = 400 \text{ MPa}$ \Rightarrow
$$\begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$\mu_{bu} = 0,155 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$A_B^{inter} = \frac{M_{Bu}^{inter}}{z \times f_{st}}$ avec
$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,212 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,21 \text{ m} \end{cases}$$

$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\Rightarrow A_B^{inter} = 1,91 \text{ cm}^2$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3,49 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,23^2} = 0,0387 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0 ; f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,049 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3,49 \times 10^{-3}}{0,224 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$

$A_a^{min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_B^{inter} = 1,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Choix des barres**

En travée :..... $A = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA12 = 3,39 cm^2

En appui intermédiaire :..... $A = 1,91 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA12 = 2,26 cm^2

En appui de rive :..... $A = 0,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA12 = 1,13 cm^2

➤ **Ferrailage transversal**

$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 7,14 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'où, $A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Vérifications nécessaires**Vérifications à l'ELU****✓ Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 19,88 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,23) = 0,72 MPa$$

$$FPN \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} = 3,33 MPa$$

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

✓ Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 20,7 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 22,75 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 80,8 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

✓ Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u *** Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 19,88 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad A_l^{min} \geq 0,57 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,53 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

*** Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(19,88 \times 10^{-3} - \frac{14 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$A_l = -1,37 < 0 \Rightarrow$ 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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (35 - 4) \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 19,88 \text{ KN} < 138,172 \text{ KN} \dots\dots\dots$ vérifiée

✓ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 MPa$$

avec: $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$

$\tau_1^u = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée

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

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes**

* **En travée**

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -102,8 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ L'axe neutre passe pas par la table de compression, vérification des contraintes pour une section T

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 50.85 y - 1169,55 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 393,22 \Rightarrow y = 5,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (5,26)^3}{3} + 15 \times 3,39(23 - 5,26)^2$$

$$I = 19156,06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,89 \times 10^{-3}}{19156,06 \times 10^{-8}} \times 5,26 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,53 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

* **En appui intermédiaire**

calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ **Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 6y^2 + 45,75 y - 1052,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 165,36 \Rightarrow y = 9,96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{12 \times (9,96)^3}{3} + 15 \times 3,05(23 - 9,96)^2$$

$$I = 11731,59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,13 \times 10^{-3}}{11014,38 \times 10^{-8}} \times 9,96 \times 10^{-2}$$

Donc : $\begin{cases} \sigma_{bc} = 9,16 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

* **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$l = 5,4 \text{ m} ; M_{0s} = 16,89 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,89 \text{ KN.m}$

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

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 25 \text{ cm} < 27,47 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 2,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m}$ or $A = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la 1^{er} et la 2^{eme} condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{540}{1000} + 0,5 = 10,40 \text{ mm}$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoin de : $M_{ser} = 2.409q - 0.81q'$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 10,11 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5,94 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 12,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec: $j = G - G^{revêtement} = 5,63 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27 + 0,9) = 3.3 \text{ kN/m}^2$

✓ **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 λ, μ**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,34 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,33 \end{cases} \quad \text{Avec,} \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 1,22\%$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 140,34 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 82,45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 178,93 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} I = 19156 \text{ cm}^4 \\ y = 5,27 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,59 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,40 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,66 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$\Rightarrow I_0 = \frac{by^3}{3} + \frac{b_0(h-y)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A(d-y)^2$$

D'où, $I_0 = 41012 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 15140 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 19218 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 14020 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 25176 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 1,68 \text{ cm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0,27 \text{ cm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 0,83 \text{ cm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 0,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 10,30 \text{ mm} < \bar{f} \ 10,40 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Tableau III.9 Vérification de la flèche de la poutrelle type 5

Travée (m)	A (cm ²)	G	J	P	M _{ser} ^g	M _{ser} ^j	M _{ser} ^p	σ _{st} ^g	σ _{st} ^j	σ _{st} ^p	f	f̄
5,40	3,39	5,63	3,3	7,13	10,11	5,94	12,89	140,34	82,45	178,93	10,3	10,4

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (type 5), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC jusqu'à la terrasse	Travée	17,8	2,26	1,8	3HA12 = 3.39
	Appui Inter	-14	1,91	0,27	2HA12=2.26
	appui de rive	-3,49	0,44	0,27	1HA12 = 1.13

Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.11 Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
RDC	0,82 < 3,33	0,065	0,068	22,9 < 49,25	1,24 < 3,33
Etages courants	0,72 < 3,33	0,57	0,059	19,88 < 49,25	1,02 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,72 < 3,33	0,057	0,06	20,09 < 49,25	0,75 < 3,33
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.12 Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
RDC	Travée	17.18	5.44	14.38	87742	2,81 < 15	Vérifiée
	Appui int	11,55	4.79	13,80	8299	1,92 < 15	Vérifiée
	Appui riv	2,53	3.78	13.80	8299	0,42 < 15	Vérifiée
Etages courants	Travée	15.07	5.17	14.38	87742	2,47 < 15	Vérifiée
	Appui int	10.13	4.61	13.8	8299	1,68 < 15	Vérifiée

	Appui riv	2.53	3.79	13.8	8299	0.42<15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	23.01	4,92	14,38	87742	3,77<15	Vérifiée
	Appui int	9,76	4,56	13,80	8299	1,62<15	Vérifiée
	Appui riv	2,25	3,76	13,8	8299	0,37<15	Vérifiée

Tableau III.13 Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC jusqu'a terrasse
L (m)	5,4
$q_{j\ ser}$ (KN/m)	3.3
$q_{g\ ser}$ (KN/m)	5.63
$q_{p\ ser}$ (KN/m)	7.13
$M_{j\ ser}$ (KN.m)	5,94
$M_{g\ ser}$ (KN.m)	10,11
$M_{p\ ser}$ (KN.m)	12.89
I (cm^4)	19156
I_0 (cm^4)	41012
λ_i	3,34
λ_v	1,33
σ_{st}^j (MPa)	83.09
σ_{st}^g (MPa)	117.11
σ_{st}^p (MPa)	162.78
μ_j	0,4
μ_g	0,59
μ_p	0,66
I_{fji} (cm^4)	19218
I_{fgi} (cm^4)	15140
I_{fpi} (cm^4)	14020
I_{fgv} (cm^4)	25176
f_{ji} (mm)	2,77
f_{gi} (mm)	6
f_{pi} (mm)	8,3
f_{gv} (mm)	16,32
Δf (mm)	10,3

$f_{adm} (mm)$	10,40
Observation	Vérifiée

Remarque : La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

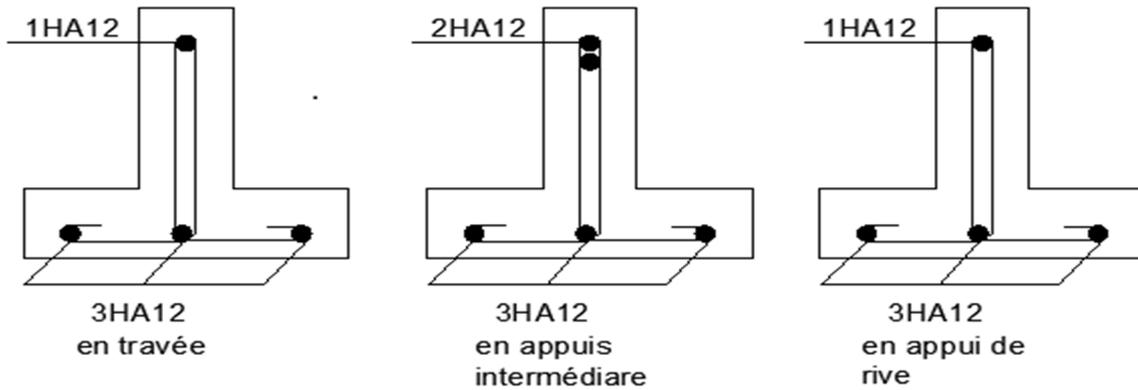


Figure.III.3 Schémas de ferrailage de la poutrelle étage courant

Soit :

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

{ par apport aux poutrelle A_{\perp} : $5\phi 5/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA}$
 { par apport aux poutrelle A_{\parallel} : $4\phi 5/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA}$

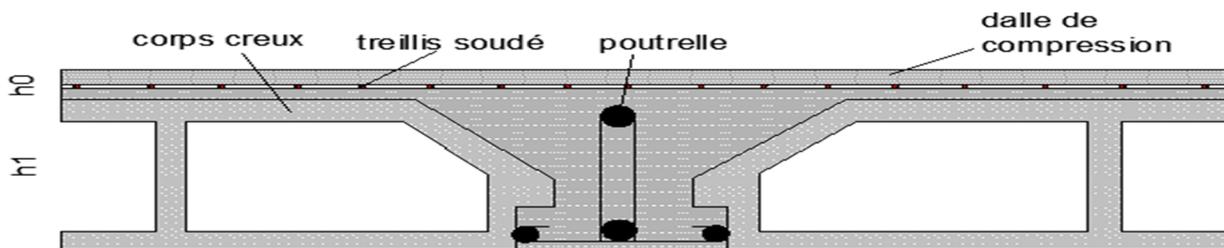


Figure III.4 coupe du plancher

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.2.2 Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

III.2.2.1 Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.14 Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	5.2	5.52	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
D2	1.92	3.25	0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
D6	1.7	3.25	0.52	0.0937	0,2500	0,0974	0,3853
D10	1.40	3.65	0.38	/	/	/	/

III.2.2.2 Calcul des sollicitations :

Exemple de calcul

Dalle D6 est sur 04 appuis perpendiculaires :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0,52 : \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$G = 5,44 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul à l'ELU**

- ✓ **Calcul de chargement.**

$$q_U = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 10,96 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1,7 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2 = 2,96 \text{ KN/m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- ✓ **Calcul des moments corrigés (réels)**

$$\text{Moments en travées : } M_x^t = 0,85M_x = 2,516 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,629 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_x = -1,48 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS**

- ✓ **Calcul de chargement**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 7,84 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1,7 \text{ m} \Rightarrow M_{0x} = 2,21 \text{ KN/m}$$

$$M_{0y} = 0,85 \text{ KN/m}$$

- ✓ **Calcul des moments corrigés (réels)**

$$\text{Moments en travées : } M_x^t = 0,85M_x = 1,8785 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,7225 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_x^a = -0,5 \times M_x = -1,105 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.42 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armatures :

Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).

a) Calcul du ferrailage en travée:

$$\text{F.P.N} \Rightarrow c \geq 2\text{cm} \text{ soit } c=2\text{cm} \text{ ce qui donne } d = e - c = 12 - 2 = 10\text{cm}$$

$$\mu_{\text{bux}} = \frac{2,516 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0177 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{\text{buy}} = \frac{0.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0044 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha(x) = 0,0223 ; z = 0,099\text{m}$$

$$\alpha(y) = 0,00557 ; z = 0,099\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{2.516 \times 10^{-3}}{0,099 \times 348} = 0,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_t^y = \frac{0.629 \times 10^{-3}}{0,099 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Pour $\rho = 0.52 \geq 0,4$:

$$\text{Sens x : } A_x^{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \quad \text{Avec } \rho_0=0,0008 \text{FeE400}$$

$$\text{Sens y : } A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x^{\text{min}} = 1,19\text{cm}^2$$

$$A_y^{\text{min}} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s < A_x^{\text{min}}$ donc on ferraille avec $A_{\text{min}} = 1,19\text{cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 4HA8=2,01cm²/ml.

L'espacement :

$$S_{tx} = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

$$\text{Soit } S_{tx} = 25\text{cm}$$

$$S_{ty} = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$$

$$\text{Soit } S_{tx} = 25\text{cm}$$

b) Calcul du ferrailage en appuis:

$c = 2cm$

$$\mu_{bux} = \frac{1.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_{\ell} = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{buy} = \frac{0.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 0,0026 < \mu_{\ell} = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$\alpha(x) = 0,013 ; z(x) = 0,099m$

$\alpha(y) = 0,0032 ; z(y) = 0,099m$

$$A_a^x = \frac{0.389 \times 10^{-3}}{0,1198 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_a^y = 0.106 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit 4HA8=2,01cm²/ml, St=25cm

L'espacement :

$$S_{tx} = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 25cm$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 25cm$

Vérification :

a) Vérification à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle :

La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage..... Condition vérifiée.

$$V_u^x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{10,96 \times 1,7}{2} \times \frac{3,25^4}{1,7^4 + 3,25^4} \Rightarrow V_u^x = 6,21KN.$$

$$V_u^y = \frac{10,96 \times 3,25}{2} \times \frac{1,7^4}{1,7^4 + 3,25^4} \Rightarrow V_u^y = 4,73KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{6,21}{1 \times 0,1} \Rightarrow \tau_u = 0,062MPa..... (1)$$

$$\frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,17MPa \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) La vérification Des contraintes dans le béton et l'acier :

• **La contrainte dans le béton :**

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times Y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2,01y - 15 \times 2,01 \times 10 = 0$$

$$y = 2,17cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 2189,07cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,85MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \rightarrow \sigma_{st} = 100,33MPa$$

$$\sigma_{st} = 100,33MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$e \geq \max\left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] \times l_x$$

$$A_s < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

Sens X-X :

$$e = 0,12m \geq 0,072m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 2,01 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 5cm/ml \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

conditions vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens Y-Y :

$$e = 0,12 \geq 0,042 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 2,01 \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} = 5cm/ml \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

condition vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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

Tableau III.15 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{\text{traveé}}$ (KN.m)	$M_y^{\text{traveé}}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D1	105.53	91.40	62.08	18.99	20.56	8.84	8.03	5.20
D2	2.87	0.81	1.69	7.01	4.32	2.17	0.99	1.27
D6	2.522	0.630	1.483	6.21	4.73	1.875	0.722	1.103
D10	2.28	/	1.34	7.67	/	1.63	/	0.96

Tableau III.16 Vérification de l'effort tranchant

Types	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	18.99	0,114 < 1,17	Vérifiée	20.56	0,051 < 1,17	Vérifiée
D2	7.01	0,07 < 1,17	Vérifiée	/	/	Vérifiée
D6	6.21	0,061 < 1,17	Vérifiée	4.73	0,052 < 1,17	Vérifiée
D10	7.67	0,0767 < 1,17	Vérifiée	/	/	/

Tableau III.17 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	10.55	0.074	0.096	0.96	3.15	0.98	4HA12 = 4.52
	Y-Y	9.14	0.064	0.083	0.096	2.71	0.96	4HA10 = 3.14
	Appui	6.2	0.043	0.056	0.097	1.82	/	4HA8 = 2,01
D2	X-X	2.87	0.02	0.025	0.098	0.833	1.15	4HA8 = 2,01
	Y-Y	0.81	0.0057	0.007	0.099	0.233	0.96	4HA8 = 2,01
	Appui	1.69	0.0033	0.004	0.099	0.137	/	4HA8 = 2,01
D6	X-X	2.52	0.017	0.002	0.099	0.73	1.18	4HA8 = 2,01

	Y-Y	0.63	0.0044	0.0055	0.099	0.18	0,96	4HA8 = 2,01
	Appui	1.48	0.01	0.013	0.099	0.42		4HA8 = 2,01
D10	X-X	2.28	0.016	0.02	0.099	0.66	0.96	4HA8 = 2,01
	Y-Y	/	/	/	/	/	/	4HA8 = 2,01
	Appui	1.34	0.0094	0.0119	0.099	0.38	0.96	4HA8 = 2,01

Tableau III.18 Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de La Dalle		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} $\leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
D1	x-x	8.84	3	7683.7	3.46<15	Vérifiée	258,96< 201,63	Non Vérifiée
	y-y	8.03	3	7683.7	3.14<15	Vérifiée	235,31 < 201,63	Vérifiée
	appui	5.2	3	7683.7	2.03 <15	Vérifiée	152.33 < 201,63	Vérifiée
D6	x-x	1.87	2.17	2189.1	1.86<15	Vérifiée	100.61 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0.72	2.17	2189.1	0.71<15	Vérifiée	38.76 < 201,63	Vérifiée
	appui	1.1	2.17	2189.1	1.09<15	Vérifiée	59.18 <201,63	Vérifiée
D10	x-x	1.63	0	0	0,76<15	Vérifiée	/	Aucune Vérification
	y-y	0.463	2.25	2095.11	0,50<15	Vérifiée	/	Aucune Vérification
	appui	0.469	2.25	2095.11	0,50<15	Vérifiée	/	Aucune Vérification
D2	x-x	2.17	2.17	2189.1	2.15< 15	vérifiée	116.47 < 201.63	vérifiée
	y-y	0.99	2.17	2189.1	0.98<15	vérifiée	53.17 < 201.63	vérifiée
	appui	1.27	2.17	2189.1	1.26<15	Vérifiée	68.51 < 201.63	vérifiée

Tableau III.19 Evaluation de la flèche

Type	e (cm)	$\max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^t})l_x$ (cm)	Obs.	A_t (cm^2)	$\frac{2bd_x}{f_e}$ (cm^2)	Obs.
D1	12	22.1	Non Vérifiée	19.64	9	Non Vérifiée
D2	12	17.95	Non Vérifiée	2.01	5	Vérifiée
D6	12	7.22	Vérifiée	2,01	5	Vérifiée
D10	12	5.94	Vérifiée	2,01	5	Vérifiée

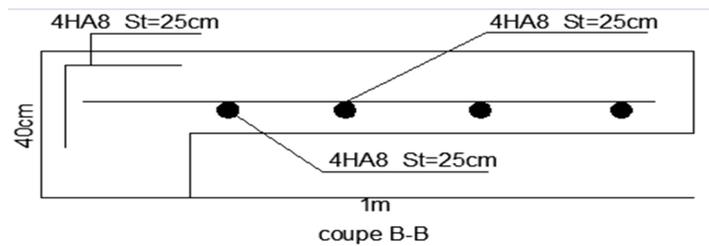
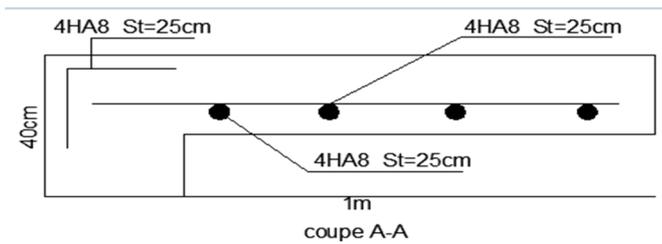
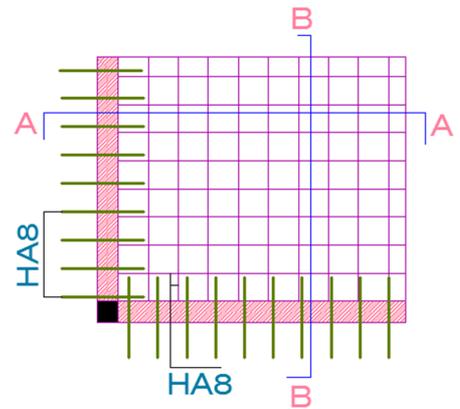
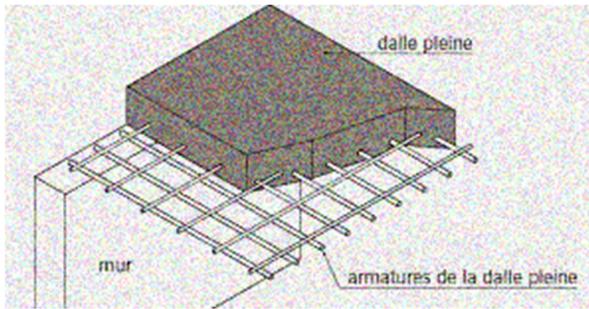
On remarque que la 1^{er} et 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées dans la dalle D1 donc le calcul de la flèche est nécessaire et son calcul se fait comme celui des poutrelles, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Travée (m)	G	J	P	M_{ser}^g	M_{ser}^j	M_{ser}^p	σ_{st}^g	σ_{st}^j	σ_{st}^p	f	\bar{f}
1.30	3.47	1.95	7.12	3.91	2.2	8.08	0.044	0	0.35	13.2	10.2

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente l'épaisseur de la dalle $e = 15\text{cm}$ on aura la flèche $f = 4.93 < f = 10.2$

III.2.2.3 Schémas de ferrillages

Figure. III.5 Schéma de ferrillage de la dalle D6



III. 3 Etude de l'ascenseur

III.3.1 Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on va étudier est conçue pour 08 personnes.

III.3.2 Les caractéristiques

- V= 0,63 m /s : Vitesse de levage.
- P_m =15KN : Charge due à la salle de machine.
- D_m = 43 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- F_c = 120 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de la salle machine (local).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$Pc.p = P_m + Q/2=15+6,3/2=18,15 KN$$

$$G = P_m + D_m + Pc.p = 15 + 43 + 18,15 = 76,15 KN$$

III.3.3 Dalle de la salle machine (local).

Cette dalle est soumise à l'effet de :

- Charges concentrées dues à la machine.
- Charges répartie dues au poids propre et la charge d'exploitation.

1. charge concentrés :

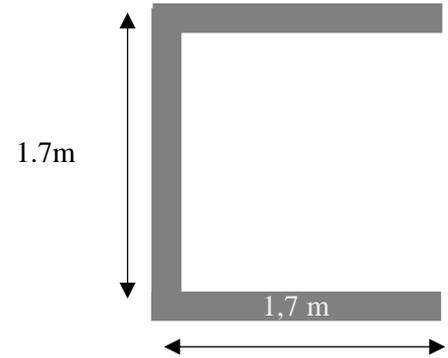
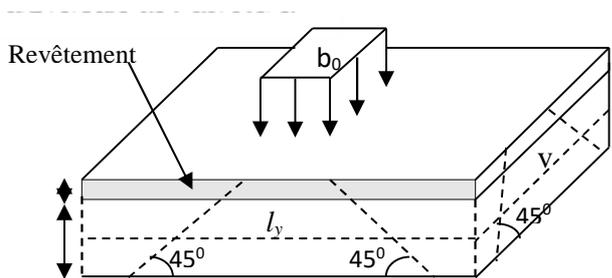
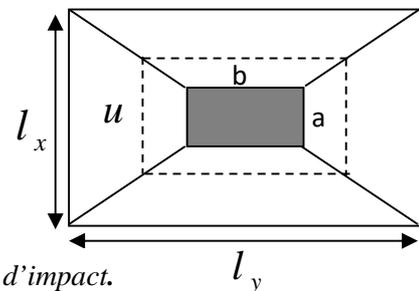


Figure III.6 Coupe transversale D'ascenseur.

Figure III.7 Schéma représentant la surface d'impact.



$$\begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ U = a_0 + h + 2\xi \times h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi \times h_0 \end{cases}$$

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur du revêtement
- a_0 et U sont \parallel à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y

ξ : coef qui dépend du type de revêtement ($\xi = 1$, valeur max).

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 * 1 * 5 = 104 \text{ cm} \\ V = 80 + 14 + 2 * 1 * 5 = 104 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments

Sous charges concentrées :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,35(P_m + P_{\text{machine}} + P_{\text{c.p}}) + 1,5Q \\ q_u &= 1,35(15 + 43 + 18,15) + 1,5 \times 6,3 \\ q_u &= 112,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu * M_2) q \\ M_1^y = (M_2 + \nu * M_1) q \end{cases}$$

En utilisant les tables **BAEL** (Annexe III), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1; U/l_x = 104/170 = 0,61; V/l_y = 104/170 = 0,61$$

$$\text{Soit : } M_1 = 0,076$$

$$M_2 = 0,076$$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 76,15 + 1,5 \times 6,3 = 112,25 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 76,15 + 6,3 = 82,45 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_1^x = 8,531 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 8,531 \text{ KN.m}$$

d) M_2^x et M_2^y dûs à la charge répartie de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,6 + 1,5 \times 1 = 7,711 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,711 \times 1,7^2$$

$$M_2^x = 0,82 \text{ kN.m}$$

$$M_2^y = 1 \times 0,82 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,82 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 8,531 + 0,82 = 9,35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,531 + 0,82 = 9,35 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,9475 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,9475 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4 M_y = -3,74 \text{ KN.m}$$

Tableau III.20 Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	X-X	7,9475	0,033	0,042	0,128	1,79	1,56	4HA8 = 2,01
Appui	X-X	-3,74	0,016	0,019	0,130	0,80	1,56	4HA8 = 2,01
Travée	Y-Y	7,9475	0,033	0,042	0,128	1,79	1,56	4HA8 = 2,01
Appui	Y-Y	-3,74	0,016	0,019	0,130	0,80	1,56	4HA8 = 2,01

➤ Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (104 + 104) = 416 \text{ cm}$$

$$86,55 \leq \frac{0,045 \times 4,16 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$q_u = 112,25 \leq 468 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_V = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{112,25}{3 \times 1,04} = 35,97 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{35,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,27 \text{ MPA} \dots\dots\dots (1)$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots (2)$$

$\tau_U < \bar{\tau}_U$ Condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$q_{ser} = 82.45 \text{ KN/ml}$

$M_1^x = 7,52 \text{ KN.m}$

$M_1^y = 7,52 \text{ KN.m}$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$q_s = 4,6 + 1 = 5,6 \text{ KN/ml}$

$M_2^x = 0,0441 \times 5,6 \times 1,7^2$

$M_2^x = 0,71 \text{ KN.m}$

$M_2^y = 1 \times 0,71$

$M_2^y = 0,71 \text{ KN.m}$

La Superposition des Moments:

$M_x = M_1^x + M_2^x = 7,52 + 0,71 = 8,23 \text{ KN.m}$

$M_y = M_1^y + M_2^y = 7,52 + 0,71 = 8,23 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$M_{tx} = 0,85 M_x = 7 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 7 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0,4 M_x = -3,29 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -0,4 M_y = -3,29 \text{ KN.m}$

Tableau III.21 Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	X-X	7	2,01	2,05	1540,4	10,83 < 15	< 201,63	Vérifiée
Appui	X-X	-3,29	2,01	2,05	1540,4	9,39 < 15	< 201,63	Vérifiée
Travée	Y-Y	7	2,01	2,05	1540,4	5,08 < 15	< 201,63	Vérifiée
Appui	Y-Y	-3,29	2,01	2,05	1540,4	4,42 < 15	< 201,63	Vérifiée

III.3.4 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (170×170)cm² et (e=15cm).

- Poids propre de la dalle : $G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.
- Poids propre du revêtement (e=5cm) : $G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de l'ascenseur : $G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{120}{1,70 \times 1,70} = 41,52 \text{ KN/m}^2$
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 + G_3 = 46,52 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} + 1,5 \times Q = 64,30 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$M_{0x} = 0,0368 \times 64,30 \times 1,7^2 = 6,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 6,83 = 6,83 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments Corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_{0x} = -2,736 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4 M_{0y} = -2,736 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.22 Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	X-X	5,81	0,024	0,030	0,128	1,30	1,56	4HA8 = 2,01
	Y-Y	5,81	0,024	0,030	0,128	1,30	1,56	4HA8 = 2,01
Appui	X-X	-2,736	0,011	0,014	0,129	0,6	1,56	4HA8 = 2,01
	Y-Y	-2,736	0,011	0,014	0,129	0,6	1,56	4HA8 = 2,01

➤ **Calcul des moments à l'ELS**

$$P_s = G + Q = 46,52 + 1 = 47,52 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 46,52 \times 1,7^2$$

$$M_x = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 * M_x = 5,93 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments Corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4 M_y = -2,37 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.23 Vérification des contraintes.

Position	Sens	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	5,04	2,01	0,02	1540,4	8,67 < 15	Vérifiée
	Y-Y	5,04	2,01	0,02	1540,4	8,67 < 15	Vérifiée
Appui	X-X	-2,37	2,01	0,02	1540,04	4,07 < 15	Vérifiée
	Y-Y	-2,37	2,01	0,02	1540,04	4,07 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,22 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,01 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schémas de ferrailage**

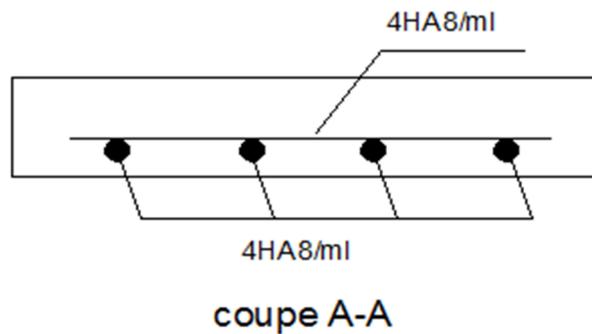
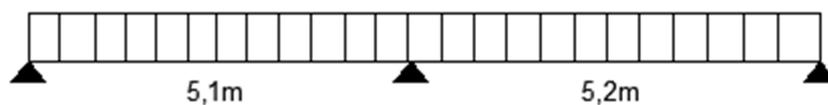


Figure III.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur
Et de la salle machine

III.4 Etude de la poutre de chaînage



III.4.1 Dimensionnement

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

Dans notre cas, nous avons créé des poutres de chaînage pour reprendre les poids des doubles cloisons, et on choisit une section de chaînage de 30*40 , on vérifie ces dimensions à la flèche

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

Calcul des sollicitations

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

❖ **Poids propre** : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids des murs en double cloison** : $G_{D.M} = 2,15 \times (3,06 - 0,4) = 5,72 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(G_p + G_{D.M}) = 11,77 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + G_{D.M} = 8,72 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$\alpha = 0$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq M_0 - 0.6M_0/2 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 0,6 M_0 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

D’où, $M_t = 0.7M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 27,84 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 20,63 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **ferraillage à l’ELU**

Tableau III.24 Moments et ferraillages correspondant aux poutres de chaînage

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	27,84	A	0,047	0,06	0,361	2,21	1,34	2HA12 = 2,26
Appui	19,89		0,034	0,043	0,363	1,57		2HA12 = 2,26

➤ **Vérification de l’effort tranchant CBA93 (Art A5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 30,60 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,276 \text{ MPa}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée , donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcule A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 6$ + un étrier $\phi 6 \rightarrow A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton et de traction dans l'acier, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.25 Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	20,63	8,36	36943	$4,67 \leq 15$	$248 \leq 201,63$	Vérifiée
En appui	17,68	9,38	46096	$3,6 \leq 15$	$164 \leq 201,63$	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} < 36,39 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2,26 \text{ cm}^2 < 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 5,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les 03 conditions sont vérifiées donc on ne va pas vérifier la flèche

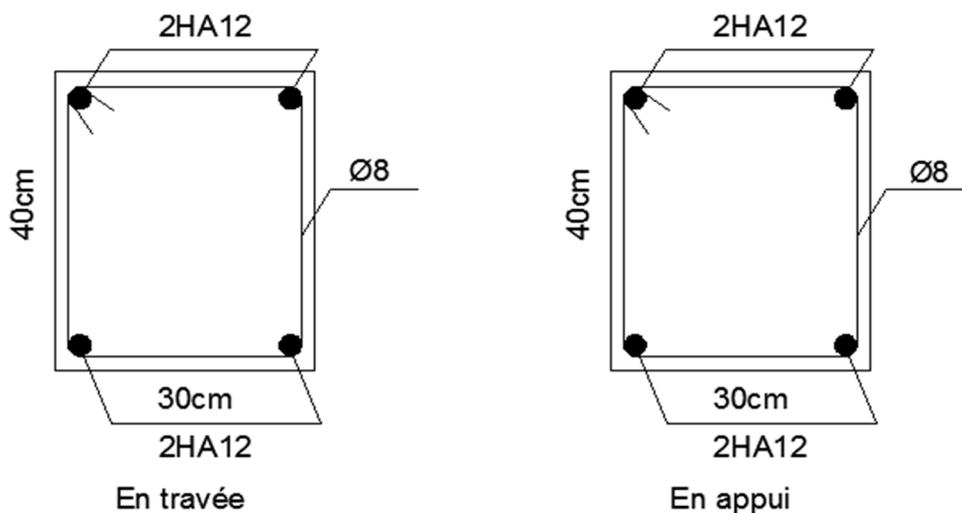


Figure III.9 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5 Etude de l'acrotère

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.11).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 70cm, pour les autres on adoptera le même ferrailage

III.5.1 Hypothèses de calcul

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

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.0785 = 1,96 \text{ KN/ml}$$

$$G^{rev} = 0,27 \text{ KN/ml}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,23 \text{ KN/ml}$

❖ **charge d'exploitation**

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

❖ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,23 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 1,07 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

➤ **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6,05 \text{ cm}$$

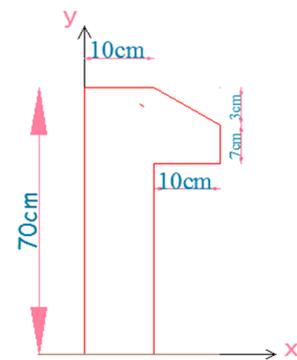


Figure III.10 Coupe transversale de l'acrotère.

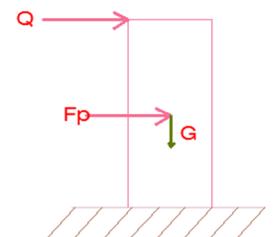


Figure III.11 Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 38,17 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,23 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{Fp} = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h = 0,7 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,41 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.26 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,23	4,51	2,23
M (KN.m)	1,11	1,05	0,7
V(KN)	2,07	1,5	/

➤ Ferrailage

On présente le ferrailage obtenu à l'ELU (situation courante) car il donne une section d'acier plus importante que la situation accidentelle,

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,11}{2,23} \times 10^2 = 49,77 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 11,67 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

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

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

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

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

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

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,4 \text{ m}$: Longueur de flambement ($h = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,4^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,0165 \text{ m}$$

D'où : $e = 49,77 + 2 + 1,65 = 53,42 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 4,51 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 4,51 \times 0,5342 = 2,41 \text{ KN.m}$

III.5.3 Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :



Figure III.12 Section de l'acrotère à ferrailler

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

($h/6 < e_0$) \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,5 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,0359 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,045 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,94 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A = 0,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire : $A_r = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < A = 0,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

ELU : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,07 = 2,07 \text{ KN}$

$\Rightarrow \tau_u = 0,029 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,3139 - 0,05 = 0,2639 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

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

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,210 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,036 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2,05 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,2639 \leq y_c \leq 0,3717$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,3 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,53 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0,2278 \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,53 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 166,39^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,3 \Rightarrow y = 0,0361 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 6,45 \times 10^{-4}$$

d'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,23 \times 10^{-3}}{6,45 \times 10^{-4}} \times 0,0361 = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

➤ Schémas de ferrailage

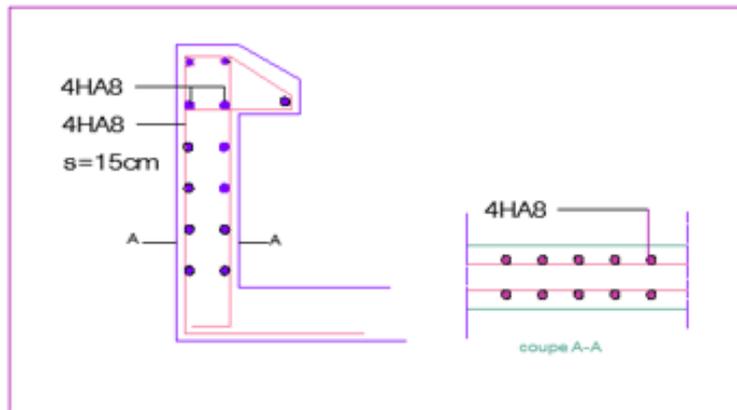


Figure III.13 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6 Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose d'un seul type d'escaliers

III.6.1 Escalier

On va étudier la partie AB et les résultats obtenus seront illustrés dans la (figure. III 15).

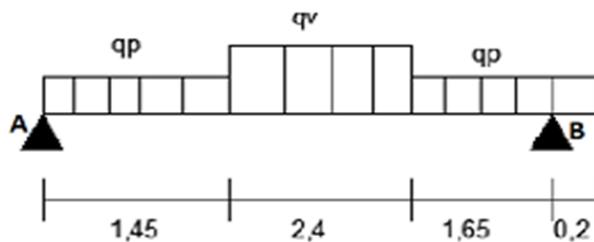


Figure. III 14 Schéma statique de l'escalier

Remarque :

D’après notre cas on a négligé la présence de la console (petite portée) car son moment ne soulage que très légèrement la travée

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \text{ palier} \begin{cases} G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l’escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 16.54 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 12.43 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11.98 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d’appuis**

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 2,4 + q_p \cdot 3.1$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 38.94 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 28.08 \text{ KN} \end{cases}; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 39.3 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 28.35 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.27 Sollicitations de l’escalier à deux volées

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS			ELU	ELS
A	39.3	28.35	39.3	39.3	57.6	41.62
B	38.94	28.08	39.3			

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

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75M_{0u} = 43.2 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -28.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 Ferraillage de l’escalier

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	43.2	0.094	0.123	0.171	7.26	2.17	5HA14 = 7.7	20
Appui	28.8	0.062	0.081	0.174	4.75	2.17	4HA12 = 5.65	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 0,785 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; $St = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = 0,502 \text{ cm}^2/ml$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$; $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 39.3 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,218 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

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

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

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

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 28.30 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,75 M_s^{max} = 24,05 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -14.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.29 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	35.37	3.6	1132	11.48	15	Vérifiée
En appui	16.64	3	7683.7	6.51	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=20 \text{ cm} > 4.24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 7.7 \text{ cm}^2 < 18.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

2) $L = 5.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

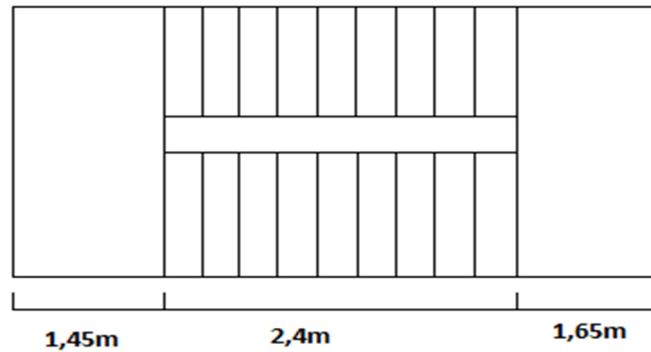


Figure III.15 Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

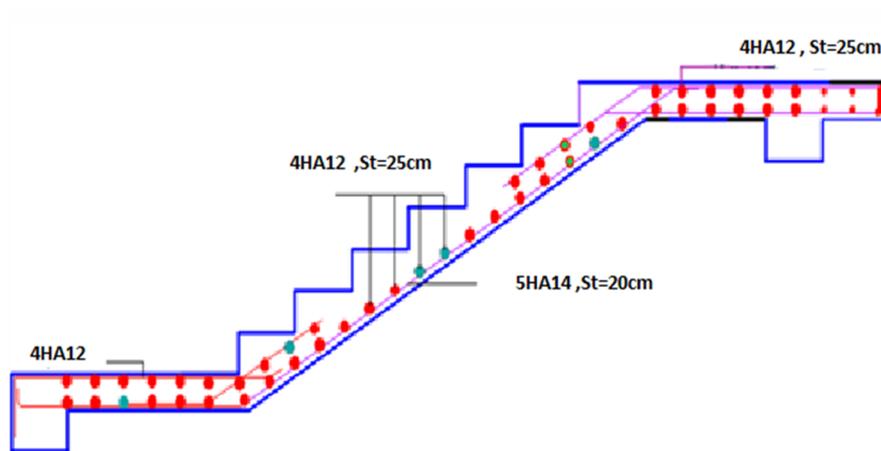


Figure III.16 Plan de ferrailage de l'escalier

Dimensionnement de la poutre palière

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

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 21.67 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } (b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

➤ Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,3 = 2.25\text{KN/m}$
- Poids du mur sur la poutre :
 $g_1 = 2.48 \times 1.53 = 3.79\text{KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 38.94 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 28.08 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$: provoqué par la flexion de la paillasse.

➤ Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(g_0 + g_1) + R_{Bu} = 47.09 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (g_0 + g_1) + R_{Bs} = 34.12 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments : $M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{24} = 17.61 \text{ KN.m}$

$$M_a = -0.5 \times \frac{q_u l^2}{12} = -20.72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t = 17.61 \text{ KN.m} \\ M_a = -20.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant: $V_u = q_u \frac{l}{2} = 76.52 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30 Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	17.61	A	0.052	0.067	0.272	1.85	0.94	Vérifiée
Appui	-20.72		0.062	0.08	0.271	2.19		

➤ Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{76.52 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0.91 \text{ MPa}$$

➤ Armatures transversales

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0,24 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans}^{f.s} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -28.08 \times \frac{3.25}{2} = -45.63 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

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

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

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{45.63 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 12.58 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{45.63 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 7.3 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total} < \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.91^2 + 7.3^2} = 7.35 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total} > \bar{\tau}$ il y a le risque de rupture par cisaillement

Donc en augmente la section de la poutre (40×40) et on aura :

$$e=6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = 1111 \text{ cm}^2$$

$$U=1.6$$

$$\tau^{tor} = 3.11 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{total} = 3.15 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ vérifiée

Donc :pas de risque de par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.85 + \frac{12.58}{2} = 8.14 \text{ cm}^2$$

Soit : $2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.19 + \frac{12.58}{2} = 8.48 \text{ cm}^2$

Soit $3HA20 = 9.42 \text{ cm}^2$

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 1.57 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier $\emptyset 8$) chaque 15cm.

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

Contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	12.76	18.59	127805.5	1.85	15	Vérifiée
En appui	15.01	9.8	115684.7	1.27	15	Vérifiée

✓ **La vérification des Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40\text{cm} > 13.55\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

2) $A \leq \frac{4.2. b. d}{f_e} \Leftrightarrow 8.29 \text{ cm}^2 < 15.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

3) $L = 3,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

La vérification de la flèche est inutile

➤ **Schéma de ferrailage**

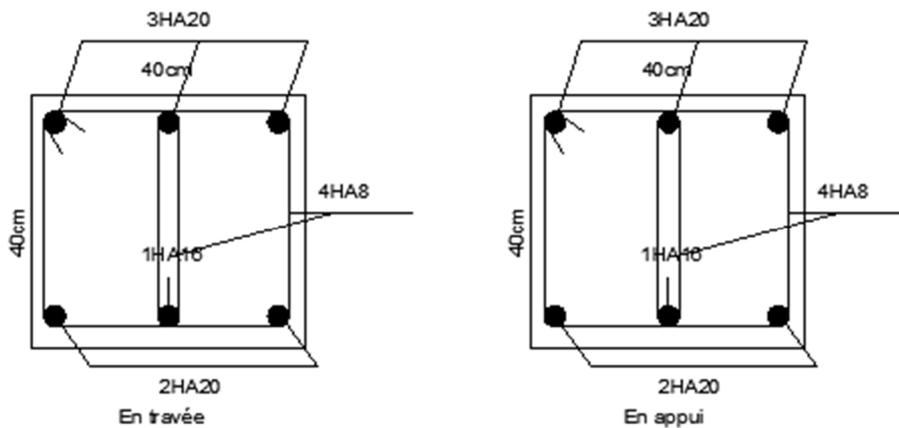


Figure.III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.1 Introduction

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

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

IV.2 Modélisation

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

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

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

IV.2.1 Choix de la méthode de calcul

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

IV.2.1.1 Méthode statique équivalente

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

IV.2.1.2 Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode 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 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

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

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

Tel que :

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

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

- ✓ {Groupe d'usage (2)
{Zone sismique (II a) $\Rightarrow A=0,15$

- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifiée	0
02	Redondance en plan	Non vérifiée	0.05
03	Régularité en plan	vérifiée	0
04	Régularité en élévation	Non Vérifiée	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0

Remarque :

La deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées pour le sens x-x et le sens y-y,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ w_{qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : **W = 39667,9675 KN**

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

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

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

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

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

$$\text{On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 31,9 \text{ m}$: Hauteur totale du bâtiment (acrotère y compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4xc.6 du RPA99/2003**)

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

$$\begin{cases} L_x = 26.22 \text{ m} \\ L_y = 17 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \min \left(C_T \times H^{3/4}, \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \right)$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,67 \text{ s}, 0,69 \text{ s}) = 0,67 \text{ s} \\ T_y = \min(0,67 \text{ s}, 0,56 \text{ s}) = 0,56 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,67 \\ D_y = 1,89 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 1748,88 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1980,89 \text{ KN} \end{cases}$$

IV. 3.1 Spectre de réponse de calcul

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

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

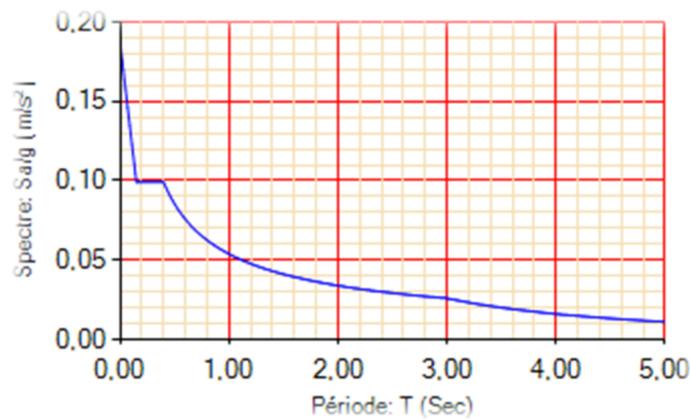


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV. 3.2 Résultats obtenus

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

IV.3.3 Disposition des voiles de contreventement :

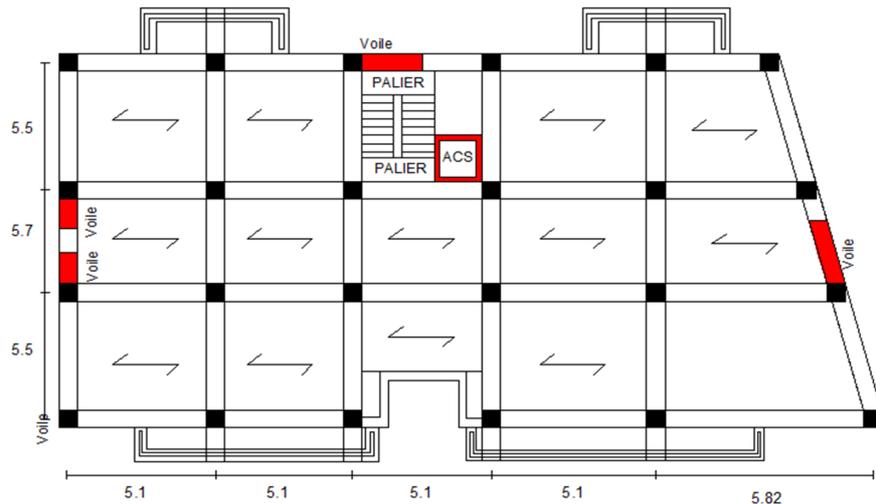


Figure IV.2. Disposition de voiles

IV. 3.4 Période de vibration et participation massique :

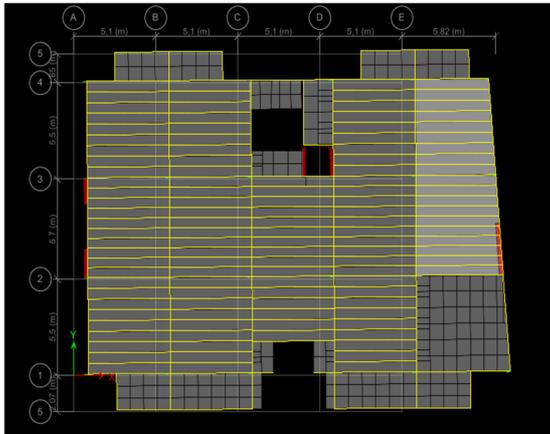
Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

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

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

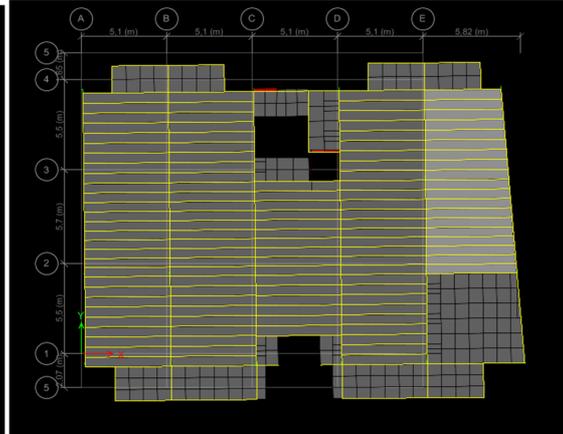
Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	1,197	0,732	0,0303	0,7132	0,0303
2	1.031	0,0329	0,6809	0,7461	0,5112
3	0.872	0,000002308	0,0047	0,7461	0,5159
4	0.416	0,1159	0,007	0,862	0,5175
5	0.351	0,0000024	0,1033	0,862	0,8208
6	0.295	0,0056	0,0326	0,8676	0,8533
7	0.245	0,0249	0,0002	0,8925	0,8536
8	0.201	0,0204	0,0112	0,9129	0,8648
9	0.167	0,0081	0,0354	0,9211	0,9002
10	0.144	0,0109	0,003	0,932	0,9032
11	0.12	0,0063	0,01	0,9384	0,9132
12	0.107	0,014	0,0108	0,9523	0,9241

 **Interprétation des résultats obtenus**



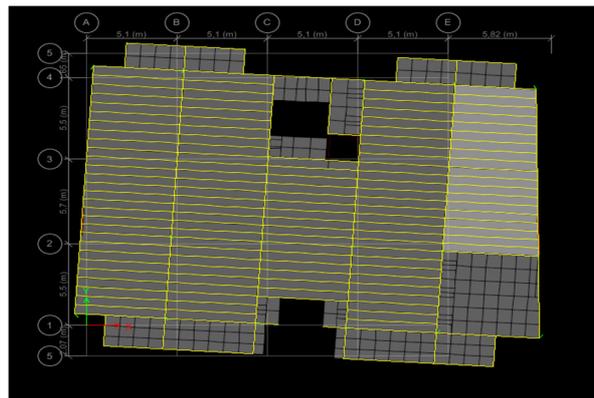
(Translation suivant l'axe X-X)

Figure IV.3 Mode de vibration (1)



(Translation suivant l'axe Y-Y)

Figure IV.4. Mode de vibration (2)



(Rotation suivant l'axe Z-Z)

Figure IV.5 Mode de vibration (3)

IV.4 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.4.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entresol	38071,6757	6301,1773	85,80	14,20

tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entresol	938,4564	634,2912	60,7917	39,2082
RDC	961,8936	507,0844	65,4085	34,5195
1	1046,612	381,3271	73,2953	26,7047
2	935,1758	380,6749	71,4605	28,5394
3	750,87	388,1009	65,9253	34,0747
4	722,6553	225,0461	76,2534	23,7465
5	488,7803	228,3296	68,1597	31,8403
6	359,6972	127,9849	73,7564	26,2435
7	145,9874	90,1534	61,8221	38,1778
Toiture	32,4232	24,0356	57,4280	42,5720

Niveaux	Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entresol	58,74932	1323,5524	30,6060	69,3939
RDC	561,1516	1291,6139	30,2872	69,7127
1	678,6388	1011,6472	40,1493	59,8506
2	623,4182	903,4891	40,8298	59,1711
3	501,363	812,34	38,1641	60,8358
4	512,7069	573,8249	47,1874	52,8125
5	364,2168	455,1778	44,4494	55,5505
6	264,9047	298,1577	47,0471	52,9528
7	154,2352	112,4458	57,8350	42,1649
Toiture	34,9743	38,9768	47,2928	52,7061

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.4.2 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant X-X	1748,56	2502,3	1641,84	Vérifiée
Suivant Y-Y	1981,4829	2153,78	1723,02	Vérifiée

IV.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

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 :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

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

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	3,4	0.00192	0.0096	0	0.0096	0.282	0.0016	0.008	0.000	0.008	0.235
01	4,08	0.00686	0.0343	0.0096	0.0247	0.605	0.0062	0.031	0.008	0.023	0.563
02	3,06	0.0111	0.0555	0.0343	0.0212	0.692	0.01	0.05	0.031	0.019	0.62
03	3,06	0.0154	0.077	0.0555	0.0215	0.702	0.0145	0.0725	0.05	0.0225	0.735
04	3,06	0.0193	0.0965	0.077	0.0195	0.637	0.0185	0.0925	0.0725	0.02	0.653
05	3,06	0.0229	0.114	0.0965	0.0175	0.57	0.0221	0.110	0.0925	0.0175	0.571
06	3,06	0.0261	0.130	0.114	0.016	0.522	0.0252	0.126	0.110	0.016	0.522
07	3,06	0.0276	0.138	0.130	0.008	0.261	0.0279	0.139	0.126	0.013	0.424
terrasse	3,06	0.0292	0.146	0.138	0.008	0.261	0.0318	0.159	0.139	0.02	0.653
toiture	3,00	0.0312	0.156	0,146	0.01	0.333	0.0302	0.151	0.159	-0.008	-0.266

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

IV.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (**ou effet P-Δ**) 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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

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

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
RDC	3,4	39667,9664	0.0096	1748,56	0.064	0.008	1981,4829	0.047
01	4,08	34564,1905	0.0247	1705,4171	0.095	0.023	1943,2478	0.1
02	3,06	28902,7982	0.0212	1578,1234	0.099	0.019	1817,1663	0.09
03	3,06	23737,1939	0.0218	1414,9635	0.098	0.0225	1645,7696	0.1
04	3,06	18653,0245	0.0195	1224,705	0.097	0.02	1428,7498	0.088
05	3,06	13986,5878	0.0175	1020,0709	0.078	0.0175	1184,2874	0.067
06	3,06	9501,7232	0.016	779,4167	0.063	0.016	902,0749	0.055
07	3,06	5700,6087	0.008	528,2637	0.028	0.013	616,5771	0.039
terrasse	3,06	2521,6058	0.008	266,9656	0.024	0.02	327,0031	0.050
toiture	3,00	407,0971	0.01	49,4751	0.027	-0,008	66,6179	0.016

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.4.5 Vérification de l'effort normal réduit

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

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

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

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	γ	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	60	60	3600	3182,5235	0,294	Vérifiée
1 ^{er} étage	55	55	3025	2607,5394	0,287	Vérifiée
2 ^{eme} étage	50	50	2500	2106,0179	0,286	Vérifiée
3 ^{ème} étage	45	45	2025	1760,878	0,19	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40	40	1600	1455,9889	0,3	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35	35	1225	864,1172	0,23	Vérifiée
Terrasse et toiture	30	30	900	271,9942	0,1	Vérifiée

IV.5 Conclusion

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

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

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	01	02	03	04	05	06	07	Terrasse	toiture
Poteaux (cm²)	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30			

Voiles ascenseur (cm)	e=15
Voiles (cm)	e=20
P.P (cm²)	30 x 40
P.S (cm²)	30 x 40

V.1. Introduction

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

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

✓ Hypothèses.

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

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

V.2. Etude des poteaux

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

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

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

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

V.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

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

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

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

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

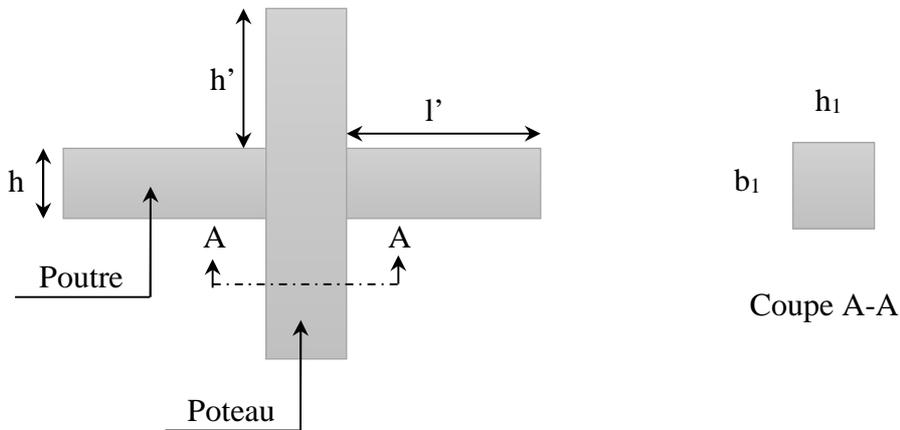


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre-sol	60 x 60	28,8	144	216
RDC	55 x 55	24,2	121	181,5
1 ^{er} étage	50 x 50	20	100	150
2 ^{ème} étage	45 x 45	16,2	81	121,5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 x 40	12,8	64	96
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35 x 35	9,8	49	73,5
Terrasse et toiture	30 x 30	7,2	36	54

➤ **Armatures transversales**

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

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

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

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

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

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

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

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

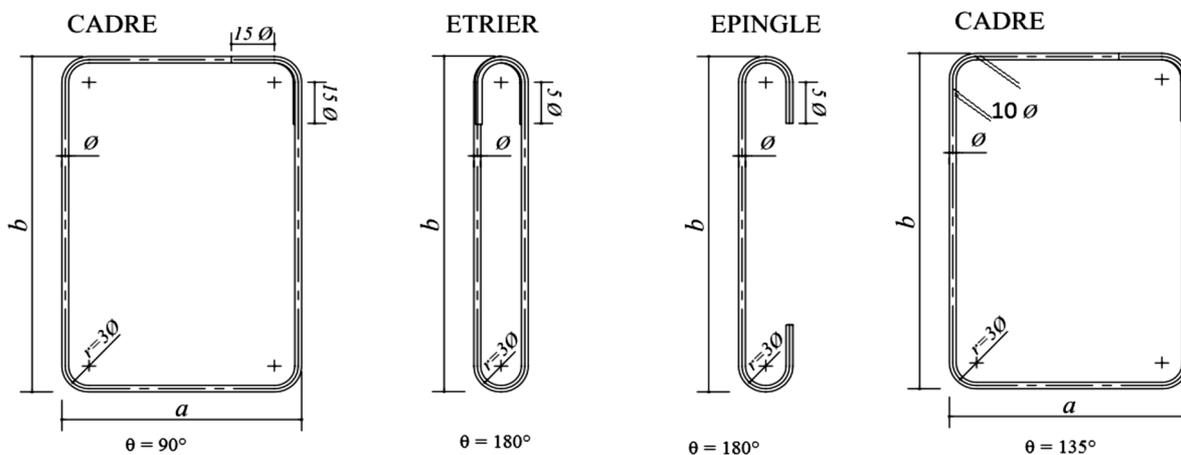


Figure V.2. Ancrage des armatures transversales

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Entre-sol	3802,21	19,42	-	28,1034	200,3282	2469,173	96,0472
RDC	3272,92 14	42,43	-505,325	22,5255	272,3598	2644,0177	124,092 8
1 ^{er} étage	2797,12 3	6,54	-135,775	35,993	159,0774	2130,312	94,041
2 ^{ème} étage	2371,58 27	5,88	-22,502	38,077	98,9358	1128,3252	68,0223
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1955,58 83	8,39	-1,44	7,06	100,3652	208,8387	65,869
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	1152,52 46	10,44	-34,8088	-10,55	85,3985	119,933	65,2501
terrasse et toiture	351,321	13,28	-34,1279	3,2431	58,018	166,8571	42,1052

V.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant le BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul

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

Données :

Soit $N^{min} = -1049,2225$ KN ; $M^{corr} = 28,1034$ KN.m (ELU)

$b = 60$ cm ; $h = 60$ cm ; $d = 57$ cm ;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$,

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,026m < \frac{h}{2} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section;}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est dans la section du béton, donc le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = -255,186 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{-255,186 \times 10^{-3}}{22,17 \times 0,6 \times 0,57^2} = -0,059$$

$$\mu_{bu} = -0,059 < 0,368 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = -0,0717 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,586 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 10,88 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,8826 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Entre-sol	60 x 60	10,88	28.8	28.83	4HA20+8HA16
RDC	55 x 55	4,06	24.2	24.89	4HA20+8HA14
1 ^{er} étage	50 x 50	2,81	20	24.13	12HA16
2 ^{ème} étage	45 x 45	6,13	16.2	17.09	4HA16+8HA12
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 x 40	9,34	12.8	13.57	12HA12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	35 x 35	0,8	9.8	10.68	4HA12+4HA14
terrasse et toiture	30 x 30	1,76	7.2	9,05	8HA12

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Entre-sol	RDC	1er étage	2ème étage	3ème et 4ème étage	5ème et 6ème étage	terrasse et toiture
Sections	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
\varnothing_l^{max} (cm)	1,6	1,4	1,6	1,4	1,4	1,2	1,4
\varnothing_l^{min} (cm)	1,6	1,4	1,6	1,4	1,2	1,2	1,4
l_o (cm)	300	368	266	266	266	266	266
l_f (cm)	210	257,5	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	3,5	4,68	3,724	4,13	4,66	5,32	6,20
V(KN)	96,0472	124,092	94,041	68,022	65,869	65,2501	42,1052
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$A_{tcalculé}$ (cm ²)	2,25	3,17	2,64	2,12	2,31	1,74	1,31
A_t^{min} (cm ²)zone nodale	4,80	4,4	4	3,6	3,20	2,8	2,4

$A_t^{min}(cm^2)$ zone courante	7,2	6,6	6	5,4	4,80	4,2	3,6
$A_t^{adop}(cm^2)$	4,71	4,71	4,71	4,71	4,52	3,14	3,14
CHOIX	6T10	6T10	6T10	6T10	4T12	4T10	4T10

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

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

V.2.4. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis de l’état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$N_u^{max*} = 1,1 \times N_u^{max} \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

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

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l’exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	i (m)	λ	α	B_r (m ²)	N_u (KN)	$N_u^{max*} \leq \overline{N_u}$		Obs.
						N_u^{max*} (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	
Entre-sol	0,173	12,13	0,830	0,3364	3802,213	4182,43	8019,25	Vérifiée
RDC	0,158	16,30	0,810	0,2809	3272,9214	3600,21	5880,71	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,144	12,93	0,820	0,2304	2797,123	3076,83	5279,71	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,129	14,43	0,822	0,1849	2371,5827	2608,74	4055,22	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	0,115	16,19	0,815	0,1444	1955,5883	2151,147	3485,09	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	0,101	18,43	0,805	0,1089	1152,5246	1267,77	2916,64	Vérifiée
terrasse et toiture	0,866	2,15	0,849	0,784	351,321	386,45	2111,23	Vérifiée

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

➤ **Vérification des contraintes**

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

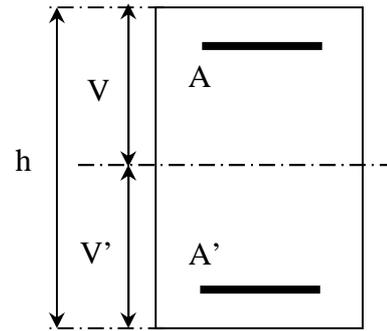


Figure V.3. Section d'un poteau

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

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Entre-sol	RDC	1er étage	2ème étage	3ème et 4ème étage	5ème et 6ème étage	terrasse et toiture
Sections	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
d (cm)	57	52	47	42	37	32	27
A (cm ²)	28.83	24.89	24.13	17.09	13.57	10.68	9.05
V (cm)	32,46	29,56	26,93	24,13	22,54	18,95	16,11
V' (cm)	27,54	25,44	23,06	20,87	17,45	16,05	13,88
I _{yy} (m ⁴)	0,013	0,0078	0,007	0,004	0,0026	0,0015	0,0008
N _{ser} (MN)	2770,82	2388,10	2041,74	1731,24	1427,77	842,04	257,91
M _{ser} (MN.m)	51,23	78,56	51,33	54,61	73,09	58,00	35,90
σ _{bc1} (MPa)	9,9746	12,073	10,938	12,830	17,591	15,057	10,404
σ _{bc2} (MPa)	9,522	11,398	10,437	12,155	15,45	13,699	9,323
σ̄ _{bc} (MPa)	18	18	18	18	18	18	18
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

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

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

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Entre-sol	60 x 60	210	3,5	0,04	57	60,49	0,176	1,2	Vérifiée
RDC	55 x 55	257,5	4,68	0,04	52	39,31	0,137	1,2	Vérifiée
1 ^{er} étage	50 x 50	186,2	3,724	0,04	47	49,37	0,210	1,2	Vérifiée
2 ^{ème} étage	45 x 45	186,2	4,13	0,04	42	53,27	0,282	1,2	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 x 40	186,2	4,66	0,04	37	65,03	0,439	1,2	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	35 x 35	186,2	5,32	0,075	32	65,25	0,583	2,25	Vérifiée
terrasse et toiture	30 x 30	186,2	6,20	0,075	27	37,06	0,458	2,25	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

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

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	terrasse et toiture
Sections	60 x 60	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	60	60	60	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1,2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) du RDC la plus

sollicitée Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -195.186 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \\ M_t = 147.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \end{cases}$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{-195.186 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 17} = 0,279 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,279 > 0,186 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_t = 0,469 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.420$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,307 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{195.186 \times 10^{-3}}{0,307 \times 348} \times 10^4 = 13.85 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{147.47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 17} = 0,211 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,211 > 0,186 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_t = 0,469 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,299$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,325 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{147.47 \times 10^{-3}}{0,325 \times 348} \times 10^4 = 13.03 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	147.47	13,03	6	14,04	3HA14+3HA20
	Appui	-195.186	13,85	6	14,04	3HA14+3HA20
Etages courant	Travée	126.251	10,99	6	12.06	6HA16
	Appui	-165,02	13,35	6	14.04	3HA14+3HA20
Terrasse	Travée	115.70	9,78	6	10,65	3HA14+3HA16
	Appui	-129.99	11,32	6	12.06	6HA16
Toiture	Travée	63,819	5,24	6	6,79	6HA12
	Appui	-77,92	6,4	6	6,79	6HA12

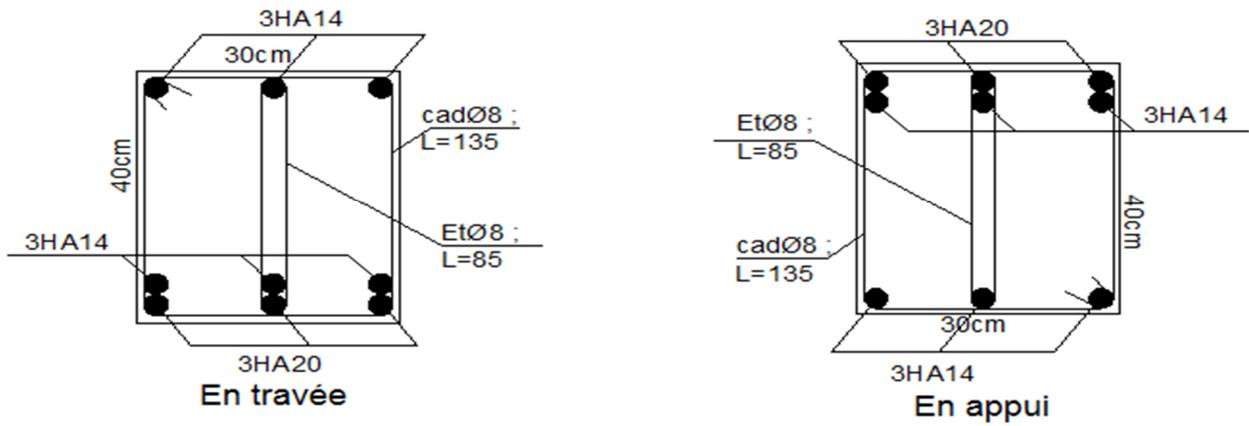


Figure V.4 Schémas de ferrailage de la poutre principale d'entre-sol

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t +A _a (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Travée	38.61	3.09	6	9,01	4,71	6HA10
	Appui	-72.12	5.92	6	9,01	6.79	6HA12
Etages courant	Travée	57.63	4.68	6	14,29	4,71	6HA10
	Appui	-113.76	9.61	6	14,29	10,65	3HA16+3HA14
Terrasse	Travée	33.33	2.65	6	5,57	6,79	6HA12
	Appui	-36.54	2.92	6	5,57	6.79	6HA12
Toiture	Travée	29,27	2,34	6	6,44	3,39	3HA12
	Appui	-51,37	4,1	6	6,44	4,62	3HA14

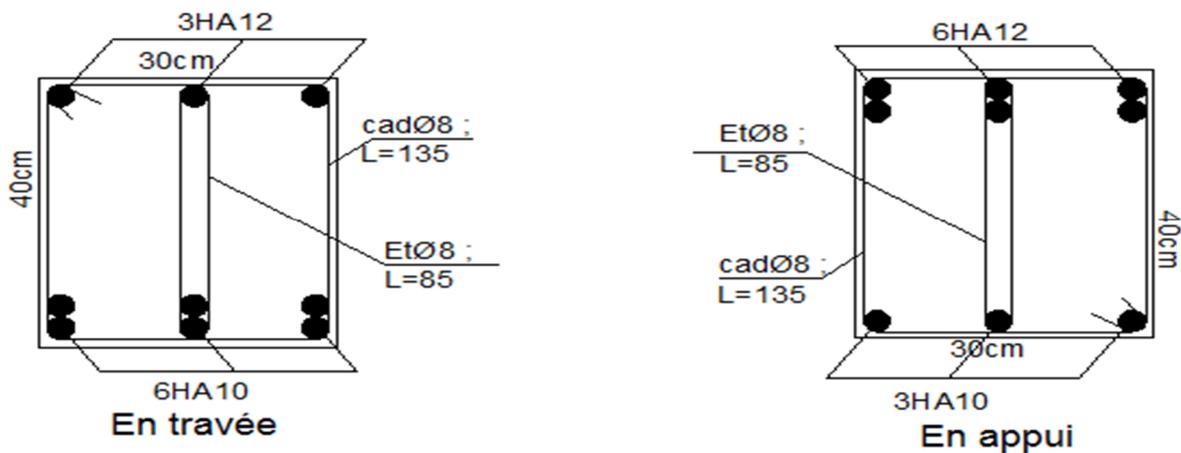
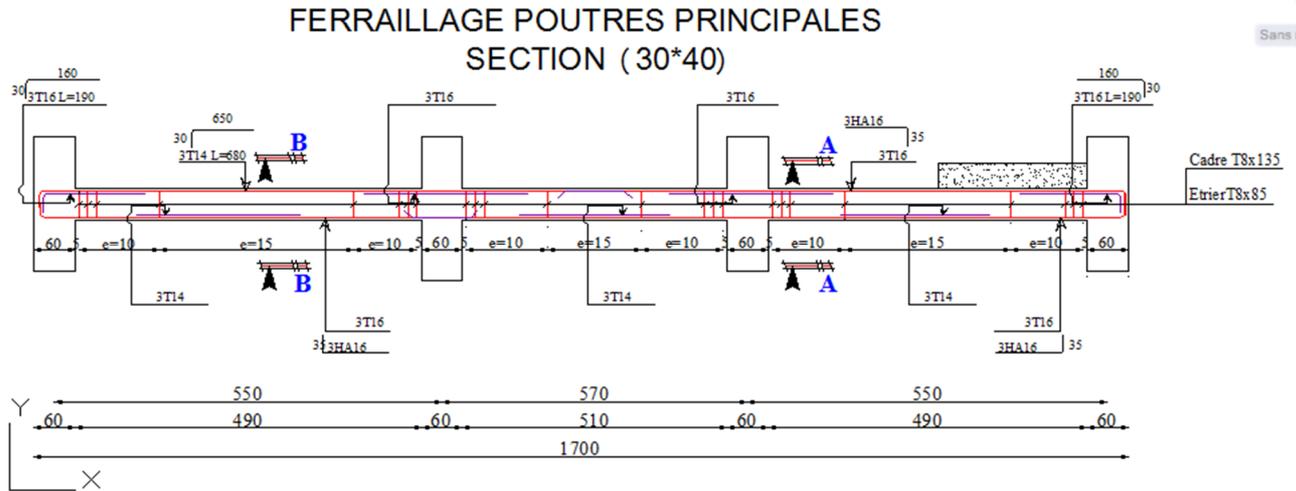


Figure V.5 Schémas de ferrailage de la poutre secondaire de l'entre-sol



➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11.42 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11.42 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

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

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

❖ **Calcul des espacements St**

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

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

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

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

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

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

Vérifications nécessaires

❖ Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire				

Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1.53 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,53 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V ^{max} (KN)	τ _{bu} (Mpa)	τ̄ _{bu} (Mpa)	Observation
Principale	261,045	2,35	4	Vérifiée
Secondaires	179,42	1.61	4	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis du cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V ^{max} (KN)	M _a (KN.m)	A _l (cm ²)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Obs
Principale	261.045	-195.186	14,01	7.50	- 9,34	Vérifiée
Secondaires	179.42	-113.76	10.65	5.16	- 4,66	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M ^{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	105.19	14.04	16.82	133349	13.26	18	Vérifiée
	Appui	-154,04	15.45	17.40	141720,16	12.91	18	Vérifiée
Secondaires	Travée	38.61	4.71	11,05	61084,9	6.98	18	Vérifiée
	Appui	-113.76	10.65	15.23	111037	15.60	18	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} < h_f = 55.34\text{cm} \\ A = 14.04\text{cm}^2 < A_f = 11.655 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 33.37 \text{ cm} \\ A = 4.71 \text{ cm}^2 < A_f = 11,655\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

La 1^{er} condition n'est pas satisfaite pour la poutre principale, la vérification de la flèche est nécessaire pour la poutre principale

Tableau V.14 Vérification de la flèche pour la poutre principale

Travée (m)	A (cm ²)	b (cm)	h (cm)	M ^g _{ser}	M ^j _{ser}	M ^p _{ser}	σ ^g _{st}	σ ^j _{st}	σ ^p _{st}
5	14.04	30	40	19.43	10.87	24.61	44.09	24.67	55.84
f(mm)	2.52				f̄ (mm)		5,7		

Remarque :

La condition de la flèche est vérifiée.

V.3.3. Schémas de ferrailage

➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

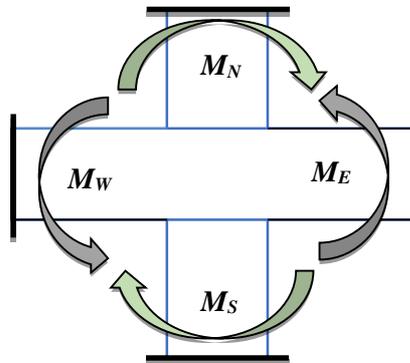


Figure V.6 Répartition des moments dans les zones nodales

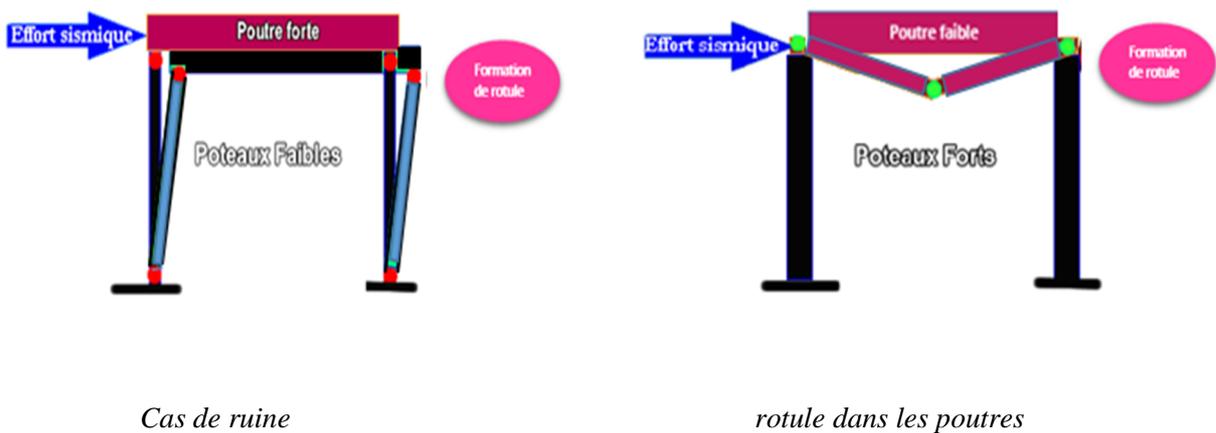


Figure V.7 Formation de rotules plastique

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- Dimensions de la section du béton ;
- Quantité d'armatures dans la section ;
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entre-sol	60	54	28.83	400	622.728
RDC	55	49,5	24.89	400	482.822
1 ^{er} étage	50	45	24.13	400	434.34
2 ^{ème} étage	45	40,5	17.09	400	276.858
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40	36	13.57	400	195.408
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35	31,5	10.68	400	134.568
terrasse et toiture	30	27	9.05	400	97.740

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _a (cm ²)	A _t (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr _A (KN.m)	Mr _T (KN.m)
Entre-sol	40	36	14,04	4,62	400	173,664	86,832
RDC	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage1	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage 2	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage 3	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage 4	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage 6	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Etage 6	40	36	12,06	6,03	400	173,664	86,832
Terrasse	40	36	10,65	4,62	400	153,360	66,528
Toiture	40	36	6,79	3,39	400	97,776	48,816

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _a (cm ²)	A _t (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr _a (KN.m)	Mr _t (KN.m)
Entre-sol	40	36	6,79	4,62	400	97,776	66,528
RDC	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 1	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 2	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 3	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 4	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 5	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Etage 6	40	36	10,65	3,39	400	153,360	48,816
Terrasse	40	36	6,79	3,39	400	97,776	48,816
Toiture	40	36	4,62	3,39	400	66,528	48,816

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Entre-sol	622.728	622.728	1245.45	173,66	86,832	335,880	Vérifiée
RDC	482.822	622.728	1105.55	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E1	434.34	482.822	917.16	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E2	276.858	434.34	711.19	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E3	195.408	276.858	472.26	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E4	195.408	195.408	390.81	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E5	134.568	195.408	329.97	173,66	86,832	325,620	Vérifiée
E6	134.568	134.568	269.13	173,66	86,832	325,620	Non Vérifiée
terrasse	97.74	134.568	232.3	153,36	66,528	274,860	Non Vérifiée
Toiture	0	97.74	97.74	97,776	48,816	183,240	Non vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Entre-sol	622.728	622.728	1245.45	97,776	66,528	205,380	Vérifiée
RDC	482.822	622.728	1105.55	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 1	434.34	482.822	917.16	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 2	276.858	434.34	711.19	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 3	195.408	276.858	472.26	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 4	195.408	195.408	390.81	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 5	134.568	195.408	329.97	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Etage 6	134.568	134.568	269.13	153,36	48,816	252,720	Vérifiée
Terrasse	97.74	134.568	232.3	97,776	48,816	183,240	Vérifiée
toiture	0	97.74	97.74	66,528	48,816	144,180	Non Vérifié

Remarque

la condition du RPA n'est pas vérifiée à partir du 6^{ème} niveau pour cela on va augmenter le ferrailage des poteaux du 5^{ème} jusqu'à la toiture les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau V.20. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Entre-sol	60 x 60	10,88	28.8	28.83	4HA20+8HA16
RDC	55 x 55	4,06	24.2	24.89	4HA20+8HA14
1 ^{ère} étage	50 x 50	2,81	20	24.13	12HA16
2 ^{ème} étages	45 x 45	6,13	16.2	17.09	4HA16+8HA12
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 x 40	9,34	12.8	13.57	12HA12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	35 x 35	0,8	9.8	12.32	8HA14
terrasse et toiture	30 x 30	1,76	7.2	10,68	4HA12+4HA14

Tableau V.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
E5	155.232	177.408	332.64	173,66	86,832	325,620	vérifiée
E6	163.232	163.232	326,464	173,66	86,832	325,620	vérifiée
Terrasse	115,34	163,232	278,572	153,36	66,528	274,860	vérifiée
Toiture	0	115,34	115,34	97,776	48,816	183,240	vérifiée

Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
E5	155.232	177.408	332.64	153,36	48,816	252,72	vérifiée
E6	163.232	163.232	326,464	153,36	48,816	252,72	vérifiée
Terrasse	115,34	163.232	278,572	97,776	48,816	183,24	vérifiée
Toiture	0	115,34	115,34	66,528	48,816	144,18	vérifiée

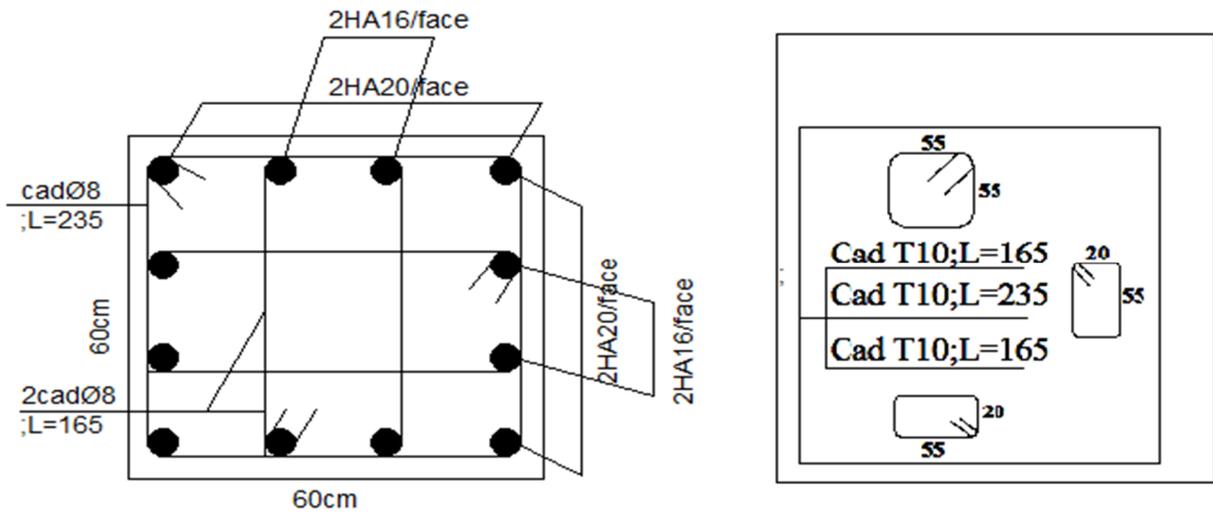


Figure V.8 Schémas de ferrailage du poteau entre-sol

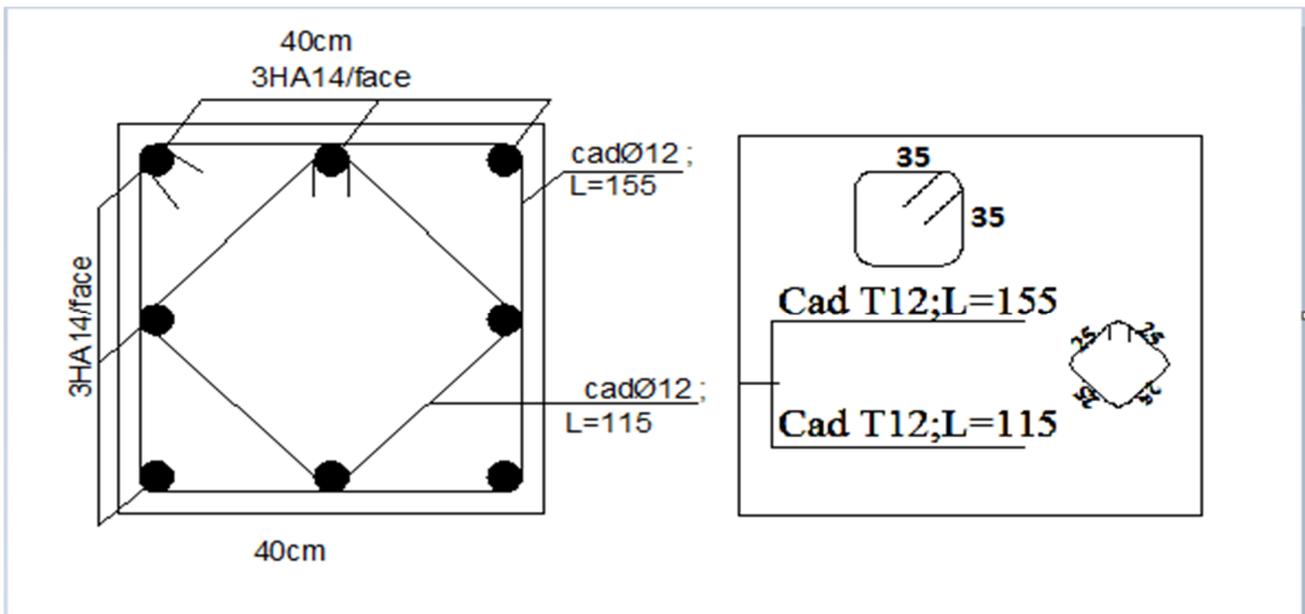


Figure V.9 Schémas de ferrailage du poteau du 5^{ème} et 6^{ème} étage

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} // à Y-Y'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2492,0704	2410,6002	2410,602	2492,0704	-49,9505	2223,18	461,3284

Ferraillages

➤ **Calcul du ferraillage sous N_{min} et M_{cor} le cas le plus défavorable)**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$h = 3m, d = 2,95m, e = 0.20 m.$$

$$N_{min} = -49,9505 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 2223,18 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 44,5 m > \frac{h}{2} = 1,5 m \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC). La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2223,18 + (-49,9505) \times \left(2,95 - \frac{3}{2} \right) = 2150,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2150,75 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,95^2 \times 17} = 0,072$$

$$\mu_{bu} = 0,072 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,093$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,45(1 - 0,4 \times 0,093) = 1,39 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{2150,75 \times 10}{1,39 \times 400} = 38,68 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 38,68 - \frac{1984,6059 \times 10^{-3}}{400} = 38,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 40,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15 \times 100 \times 0,2 \times 3 = 9 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

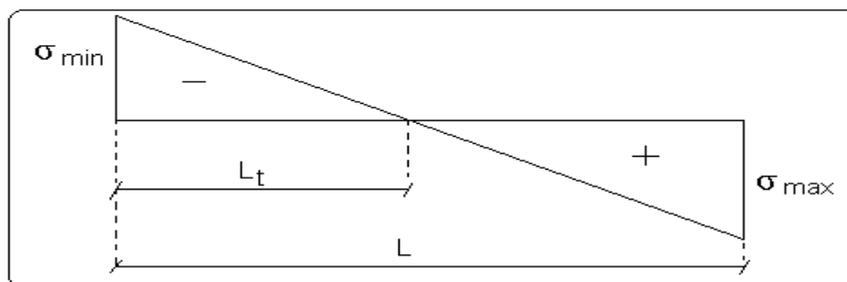


Figure V.10 Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{|\sigma_{min}| \times L}{|\sigma_{max}| + |\sigma_{min}|} \quad ; \quad \begin{cases} B = e \times l \\ V = l/2 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-49,9505 \times 10^{-3}}{0,20 \times 3} + \frac{2223,18 \times 10^{-3}}{0,45} 1,5 = 7,4938 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-49,9505 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3} - \frac{2223,18 \times 10^{-3}}{0,45} 1,5 = -7,3273 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{7,3273 \times 3}{7,4938 + 7,3273} = 1,483 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% 0,20 \times 1,483 = 5,93 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - l_t = 3 - 1,483$$

$$l_c = 1,51 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,20 \times 1,51 = 3,034 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 15 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 20 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$V_{max} = 461,3284 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 461,3284 \times 10^{-3}}{0,20 \times 2,95} = 1,094 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1,094 \times 20 \times 20}{0,8 \times 400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres****Armatures verticales**

En zone tendu $A^{ZT} = 4HA10 + 6HA12 = 9,93\text{cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 20HA16 = 40.21\text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 4HA8/\text{ml} = 2,01\text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles les plus sollicités :

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Terrasse et Toiture
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	1,5× 0,2	1,5× 0,2	1,5× 0,2	1,5× 0,2	1,5× 0,2	1,5× 0,2	1,5× 0,2
N(KN)	1459,47	1189,17	1094,24	1050,81	987,81	719,27	329,82
M(KN.m)	-726,8	12,99	-69,29	-57,74	-31,9	47,11	-72,07
V(KN)	278,81	106,40	99,72	117,53	114,65	64,95	48,68
τ (MPa)	1,44	0,55	0,51	0,59	0,59	0,33	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	10,73	4,09	3,93	4,4	4,45	4,45	1,87
A_{min}^{comp} (cm ²)	3	3	3	3	3	3	3
$A_{adopté}$	11,81	7,07	7,07	7,07	7,07	7,07	7,07
$N_{barre} / face$	5HA12+4 HA14	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20
L_c	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
L_t	/	/	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	/	/	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
A_h^{cal} (cm ²)	1,8	0,68	0,64	0,74	0,74	0,42	0,31
A_h^{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
A_h^{adop} (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
N_{barre}	6HA10 /ml	6HA10 /ml	6HA10 /ml	6HA10 /ml	6HA10 /ml	6HA10 /ml	6HA10 /ml
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	15

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Terrasse et Toiture
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15
N(KN)	1922,58	1356,14	1084,43	1026,72	921,99	644,95	215,95
M(KN.m)	379,64	385,98	6,78	0,85	42,55	127,81	186,34
V(KN)	409,07	416,50	299,55	252,75	263,01	166,44	140,03
τ (MPa)	2,42	2,46	1,77	1,49	1,55	0,98	0,82
$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	15,74	16,03	11,53	9,73	10,12	6,40	5,39
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,62	2,62	2,62	2,62	2,62	2,62	0,88
$A_{adopté}$	16,21	16,21	12,22	10,18	10,18	7,07	7,07
$N_{barre} / face$	5HA16+ 4HA14	5HA16+ 4HA14	5HA14+ 4HA12	9HA12	9HA12	9HA10	9HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25	25
L_c	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	0,59
L_t	/	/	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	/	/	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93
A_h^{cal} (cm ²)	2,27	2,31	1,66	1,40	1,46	0,92	0,77
A_h^{min} (cm ²)	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93	1,33
A_h^{adop} (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	2,01
N_{barre}	6HA10/ ml	6HA10/ ml	6HA10/ ml	6HA10/ ml	6HA10/ml	6HA10/ ml	4HA8/ml
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	25

Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	0,20×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5
N(KN)	70,5637	836,12	790,11	785,12	735	474,03
M(KN.m)	714,93	31,54	361,66	310,54	263,36	165,53
V(KN)	234,22	256,25	217,58	206,70	193,53	157
τ (MPa)	1,25	1,32	1,12	1,07	1	0,81

$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	9,01	9,83	8,37	7,95	7,45	6,04
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,074	/	22,5	1,89	2,09	2,14
$A_{adopté}$	10,18	10,18	8,45	8,45	8,45	7,07
$N_{barre}/face$	9HA12	9HA12	5HA10+4HA12	5HA10+4HA12	5HA10+4HA12	9HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
L_c	0,037	1,5	1,5	0,94	1,04	1,07
L_t	1,83	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,92	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
A_h^{cal} (cm ²)	1,51	1,66	1,41	1,33	1,25	1,01
A_h^{min} (cm ²)	0,11	4,5	3,375	2,84	3,13	3,22
A_h^{adop} (cm ²)	2,01	4,71	4,71	3,14	3,14	4,71
N_{barre}	4HA8/ml	6HA10/ml	6HA10/ml	4HA10/ml	4HA10/ml	6HA10/ml
S_t (cm)	25	15	15	25	25	15

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3
N(KN)	49,75	1704,56	1348,68	1174,16	972,15	480,40
M(KN.m)	2223,18	1979,88	33,73	61,27	49,69	216,32
V(KN)	461,32	486,70	341,51	289,46	264,45	134,60
τ (MPa)	1,19	1,26	0,88	0,75	0,68	0,34
$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	17,76	18,73	13,14	11,14	10,18	5,18
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,067	2,58	6	6	6	6
$A_{adopté}$	17,82	20,48	14,80	11,78	11,78	11,78
$N_{barre}/face$	8HA14+7HA10	4HA16+11HA12	4HA14+11HA10	15HA10	15HA10	15HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25
L_c	0,033	1,29	3	3	3	3
L_t	1,48	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	5,93	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	9	9	9	9	9	9
A_h^{cal} (cm ²)	1,49	1,57	1,10	0,93	0,85	0,43

A_h^{min} (cm ²)	0,10	3,87	9	9	9	9
A_h^{adop} (cm ²)	2,01	4,71	9,25	9,25	9,25	9,25
N_{barre}	4HA8/ml	6HA10/ml	6HA10/ml	6HA10/ml	6HA10/ml	6HA10/ml
S_t (cm)	25	15	15	15	15	15

Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	1,6×0,2	1,6×0,2	1,6×0,2	1,6×0,2	0,2×1,6	0,2×1,6
N(KN)	1338,86	812,74	735,21	754,23	708,27	394,67
M(KN.m)	1024,13	34,66	450	382,83	288,26	177,50
V(KN)	314,95	323,20	267,12	254,24	211,59	139,48
τ (MPa)	1,53	1,57	1,29	1,23	1,02	0,67
$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	12,12	12,44	10,28	9,78	8,14	5,36
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,11	3,2	1,39	1,68	2,06	1,91
$A_{adopté}$	12,22	13,85	11,81	10,18	8,79	7,07
$N_{barre} / face$	5HA14+4 HA12	9HA14	4HA14+ 5HA12	9HA12	4HA10+5HA1 2	9HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
L_c	0,55	1,6	0,69	0,84	1,04	0,95
L_t	/	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	/	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8
A_h^{cal} (cm ²)	1,91	1,96	1,62	1,54	1,28	0,84
A_h^{min} (cm ²)	1,67	4,8	2,09	2,52	3,14	2,87
A_h^{adop} (cm ²)	2,01	5,65	3,14	3,14	3,14	3,14
N_{barre}	4HA8/ml	5HA12/ml	4HA10/ ml	4HA10/ ml	4HA10/ml	4HA10/ml
S_t (cm)	25	20	25	25	25	25

Tableau V.29. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Niveau	Entre-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Terrasse et Toiture
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Section	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15	1,75× 0,15
N(KN)	1826,38	1304,27	1136,83	1057,50	946,09	659,85	296,02
M(KN.m)	128,95	432,51	56,34	6,55	61,72	27,72	110,25
V(KN)	261,18	308,12	278	212,74	155,69	51,33	85,70
τ (MPa)	1,16	1,36	1,23	0,94	0,69	0,22	0,38
$\bar{\tau}$ (MPa)	6	6	6	6	6	6	6
A_{cal} (cm ²)	10,05	11,86	10,70	8,19	5,99	1,97	3,29
A_{min}^{comp} (cm ²)	3,5	3,07	3,5	3,5	3,5	3,5	2,74
$A_{adopté}$	10,18	12,22	11,81	8,79	7,07	7,07	7,07
$N_{barre} / face$	9HA12	5HA14+ 4HA12	4HA14+ 5HA12	5HA12+ 4HA10	9HA10	9HA10	9HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25	25
L_c	1,75	1,53	1,75	1,75	1,75	1,75	1,37
L_t	/	/	/	/	/	/	/
A_{min}^{tendu} (cm ²)	/	/	/	/	/	/	/
A_{min} (cm ²)	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
A_h^{cal} (cm ²)	1,45	1,71	1,54	1,18	0,86	0,28	0,47
A_h^{min} (cm ²)	5,25	4,61	5,25	5,25	5,25	5,25	4,11
A_h^{adop} (cm ²)	5,65	4,71	5,65	5,65	5,65	5,65	6HA10/ml
N_{barre}	5HA12/ ml	6HA10/ ml	5HA12/ ml	5HA12/m l	5HA12/ ml	5HA12/m l	6HA10/ml
S_t (cm)	20	15	20	20	20	20	15

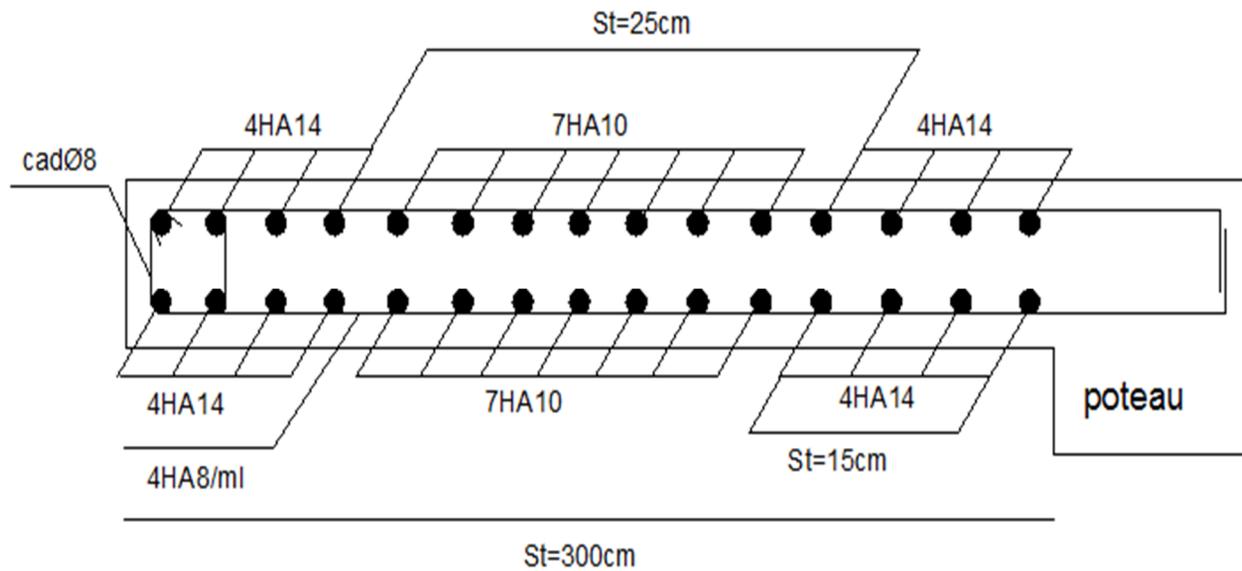


Figure V.11 Schéma de ferrailage du Voile Vy1..... (RDC)

V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (Excel et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Les Fondations superficielles (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes (puits)
- Les Fondations profondes (semelle sur pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique, des différentes couches qui constituent le terrain.

D'après le rapport du sol, le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 3,5 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

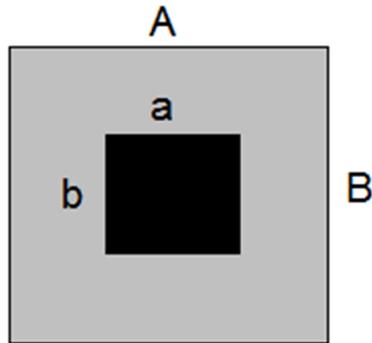
On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :



$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} A$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace B dans l'équation (1), on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,60}{0,60} \times \frac{2416,91}{200}} \Rightarrow B \geq 3,47m$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 4.57m, on remarque qu'il n'y a pas de risque de chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

VI.4.2 Etude des fondations (semelle isolée) :

VI.4.2.1 Dimensionnement de la semelle isolée :

Les poteaux de notre structure ont une section carrées a la base (b×b) donc, on opte pour des semelles carrées (B×B)

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle isolée, les autres semelles seront calculées de la même manière

$$N = N_{SUP} + N_{INF} = 2387, 18 + 29.375 = 2416.91 \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2bars$$

Avec N_{sup} : l'effort normal transîmes par le Poteau provenant du RDC

N_{inf} : le poids propre de la semelle estimé forfaitairement

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On aura :

$$B = \sqrt{\frac{2416,91 \times 10^{-3}}{0,2}} \rightarrow B = 3,47m$$

On prend : **B=3.5m**

Avec :

B : Largeur de la semelle.

N_i : l'effort normal provenant du poteau (i).

Remarque :

On a observé que la vérification de la semelle isolée est satisfaite selon les deux sens, pas de risque de chevauchement.

VI.4.2.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = 77.5 cm \quad \text{on prend } h = 80cm$$

VI.4.2.3 Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a+b+2 \times h) \times 2 \rightarrow (0.6+0.6+2 \times 0.80) \times 2 \rightarrow \mu_c = 5.12m$$

$$0,045 \times 5,12 \times 0,80 \times \frac{30}{1.5} = 3686.4 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 3282.27 \text{ KN} \leq 3686.4 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4.2.4 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 16.479 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 1.875 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 16.479 \quad \text{et} \quad Y_G = 1.875 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 2.41 \text{ MN} ; M_x = 0.00228 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 16.479 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{2.41}{14,0625} + \frac{0.00228}{16.475} 1.875 = 0.171 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{2.41}{14.0625} - \frac{0.00228}{16.475} 1.875 = 0.171 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,171 + 0.171}{4} = 0,171 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 2.41 \text{ MN} ; M_y = 0.00742 \text{ MN.m} ; I_{YG} = 16.479 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{2.41}{14.0625} + \frac{0.00742}{14.079} \times 1.875 = 0.17 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{2.41}{14.0625} - \frac{0.00742}{14.079} \times 1.875 = 0.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,17 + 0.17}{4} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

VI.4.2.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99/2003 (article 10.1.5) on doit vérifier que $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X} \quad e = \frac{0.00228}{3.2822} \leq \frac{3.75}{4} \rightarrow 0.00069\text{m} \leq 0.875\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Dans le sens Y-Y} \quad e = \frac{0.00742}{3.2822} \leq \frac{3.75}{4} \rightarrow 0.0022\text{m} \leq 0.875\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.4.2.6 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{semelle} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{semelle} = 14.0625 \text{ m}^2$ (surface de la semelle).
- $H = 1.5\text{m}$, (hauteur de la partie ancrée de la semelle).

$$N = 2416.91 \text{ KN} > 1,15 \times 1,5 \times 14.0625 \times 10 = 242.257 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée,}$$

4.2.7 Ferrailage :

Sens Principal :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{b}{6} \leq \frac{0.6}{6} \rightarrow 0.00095\text{m} \leq 0.1\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{24} \leq \frac{3.5}{24} \quad 0.00095\text{m} \leq 0.145\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

donc on applique la méthode des bielles

$$A_{s/B} = \frac{N \times (B-b)}{8 \times d \times f_e} = \frac{2.41 \times (3.5-0.6)}{8 \times 0.78 \times 400} = 28.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 25\text{HA}12 = 28.25 \text{ cm}^2$$

$S_t=15\text{cm}$

VI.4.3 Calcul des longrines :

VI.4.3.1 Dimensionnement :

Selon RPA99/2003(article 10.1.1)

Les dimensions des longrines dépendent du type de sol, Dans notre cas on a :

Sol $S_2 \rightarrow \mathbf{b=25\text{cm}, h=30\text{cm}}$

Les longrines sont calculées à la traction simple sous l'effort : $F_t = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20\text{KN}\right)$

α : coefficient qui dépend de la catégorie du site du la zone sismique, donné par le **RPA 99/2003**.

Site $S_3 \rightarrow \mathbf{\alpha = 12}$ (Art 10.1.1)

$$F_t = \max\left(\frac{2416.91}{12}; 20\text{KN}\right) = 201.4\text{KN}$$

VI.4.3.2 Ferrailage:

$$A = \frac{F_t}{f_{st}} = \frac{201.4 \times 10^{-3}}{400} = 5.03\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% (b \times h) = (0.6/100) \times 0.25 \times 0.3 = 4.5\text{cm}^2$$

$$A > A_{\min} \text{ donc } A = 5.03\text{cm}^2; \text{ soit } 4\text{HA}14 = 6.16\text{cm}^2$$

Le cadre \emptyset_8 est utilisé avec un espacement :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_L; 20\text{cm}) = \min(21\text{cm}; 20\text{cm})$$

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

Schéma de ferrailage:

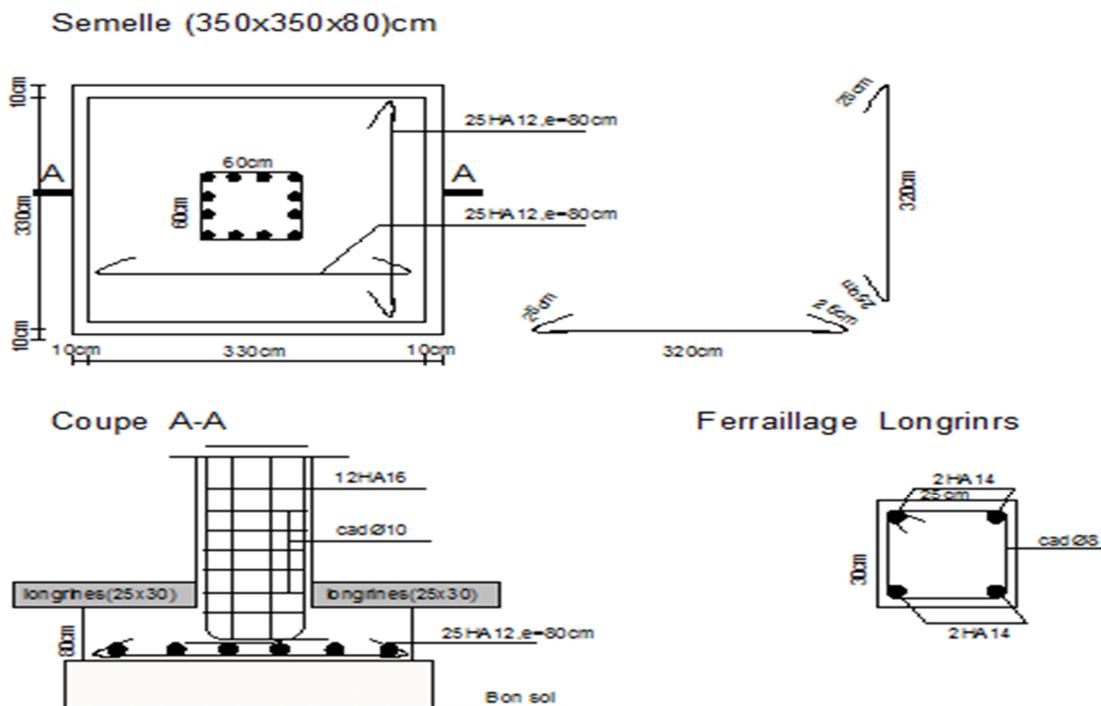


Figure VI.1 : schémas de ferrailage de la semelle isolée et des longrines

VI.5 Etude du Mur de soutènement :

- Définition

Un mur de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Un mur de soutènement de hauteur 3.4m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1 Prédimensionnement du Mur de soutènement selon B.E.A.L 91 révisé 99

- **Epaisseur de la tête du rideau e_0**

$$e_0 \geq 15\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{H}{25} \text{ à } \frac{H}{24} \quad \text{on fixe} \quad e_0 = 20\text{cm}$$

- **Epaisseur du pied du rideau e_1**

$$e_1 = \frac{H}{15} \text{ à } \frac{H}{12} \quad \text{on fixe} \quad e_1 = 25\text{cm}$$

- **Epaisseur de la semelle e_2**

$$e_2 \approx e_1 = 25\text{cm} \quad \text{on fixe} \quad e_2 = 25\text{cm}$$

- **Largeur de la semelle avant b_1**

$$b_1 = \frac{H}{8} \text{ à } \frac{H}{5} \quad \text{on fixe} \quad b_1 = 50\text{cm}$$

- **Largeur de la semelle**

$$B \geq 0.45 \times L + 0.2 = 1.73\text{m}$$

On majore de 15% ce qui donne $B = 1.98\text{m}$

on fixe $B = 2.2\text{m}$

- **Largeur de la semelle arrière b_2**

$$b_2 = B - b_1 = 1.45\text{m} \quad b_2 = 1.45\text{cm}$$

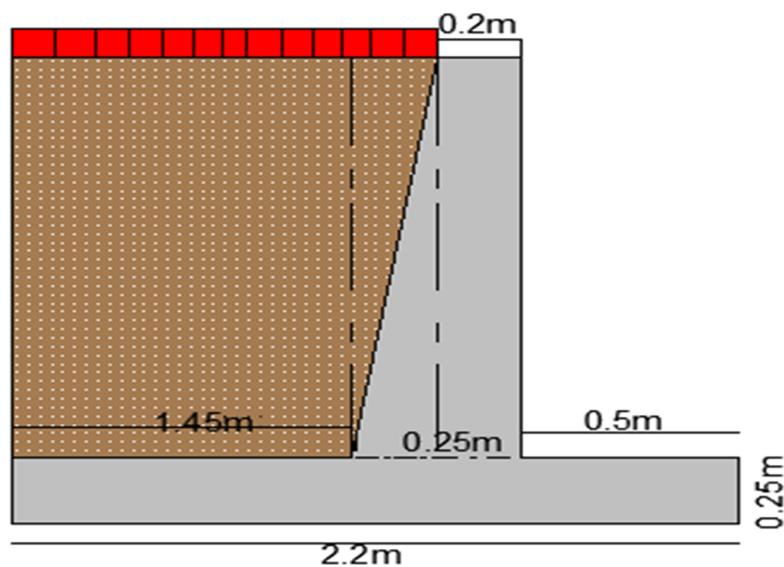


Figure 2 : pré dimensionnement du mur de soutènement

VI.5.2 Calcul des forces agissantes sur le mur

- **Poids propre du rideau**

$$G_1 = ((0.2 \times 3.15) + (\frac{0.05 + 3.15}{2})) \times 25 = 17.71 \text{ KN/m}$$

- **Poids propre de la semelle**

$$G_2 = (0.25 \times 2.2) \times 25 = 13.75 \text{ KN/m}$$

- **Poids propre des terres**

$$G_3 = 3.15 \times (\frac{1.45 + 1.5}{2}) \times 19 = 88.27 \text{ KN/m}$$

- **Poids du à la surcharge sur la semelle**

$$G_4 = 1.45 \times 10 = 14.5 \text{ KN/m}$$

Poussée des terres

La poussée des terres exercée par la terre située à une profondeur H de l'arrête supérieur de l'écran (fictif au réel) est $P_x = K_a \times \gamma \times H$

Situation durable :

La résultante des poussées est : $P^{\text{terre}} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$

Avec : sur l'écran fictif vertical $\lambda=0, \beta=0, \varphi=33.56, \delta=0$

$$K_a = 0.287$$

$$P^{\text{terre}} = \frac{1}{2} \times 0.287 \times 19 \times 3.4^2 = 31.51 \text{ KN/m}$$

$$P_v^{\text{terre}} = 0 \text{ KN/m}$$

La force des poussées due à la surcharge $q=10 \text{ KN/m}^2$

$$P^q = K_a \times q \times H$$

$$P^q = 9.75 \text{ KN/m}$$

Calcul dans le cas d'une situation accidentelle:

La résultante des poussées des terres

$$P_{d_y}^{\text{terre}} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times \gamma \times H^2 (1 + K_v) \quad \text{avec } K_{ad} = \frac{\cos^2 \varphi - \theta}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 + K_v} \right) \quad \text{avec : } K_h = 0.15 \quad \text{donc } K_v = K_h \times 0.3 = 0.045$$

$$\theta = 8.17^\circ \quad \text{ce qui donne } K_{ad} = 0.376$$

$$P_{d_y}^{\text{terre}} = \frac{1}{2} \times 0.376 \times 19 \times 3.4^2 (1 + 0.045) = 43.15 \text{ KN/m}$$

$$P_{d_y}^q = K_{ad} \times (1 + K_v) \times q \times \frac{H}{\cos \beta}$$

$$P_{d_y}^q = 13.35 \text{ KN/m}$$

VI.5.4 Calcul des inerties :

$$G_1 = 17.71 \text{ KN/m} \quad G_h = K_h \times G_1 = 0.15 \times 17.71 = 2.65 \text{ KN/m}$$

$$G_v = K_v \times G_1 = 0.045 \times 17.71 = 0.79 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = 13.75 \text{ KN/m} \quad G_h = K_h \times G_2 = 0.15 \times 13.75 = 2.06 \text{ KN/m}$$

$$G_v = K_v \times G_1 = 0.045 \times 13.75 = 0.62 \text{ KN/m}$$

$$G_3 = 88.27 \text{ KN/m} \quad G_h = K_h \times G_2 = 0.15 \times 88.27 = 13.24 \text{ KN/m}$$

$$G_v = K_v \times G_1 = 0.045 \times 88.27 = 3.97 \text{ KN/m}$$

$$G_4 = 14.5 \text{ KN/m} \quad G_h = K_h \times G_2 = 0.15 \times 14.5 = 2.17 \text{ KN/m}$$

$$G_v = K_v \times G_1 = 0.045 \times 14.5 = 0.65 \text{ KN/m}$$

VI.5.5 Vérification de la stabilité externe :

VI.5.5.1 Vérification de non-poinçonnement :

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale au quart de la largeur comprimé de la semelle (selon répartition) appelé aussi contrainte de référence , et au plus égale à la contrainte de calcul admissible du sol.

Avec : $e_A = \frac{Ma}{N}$

Calcul du moment au point A

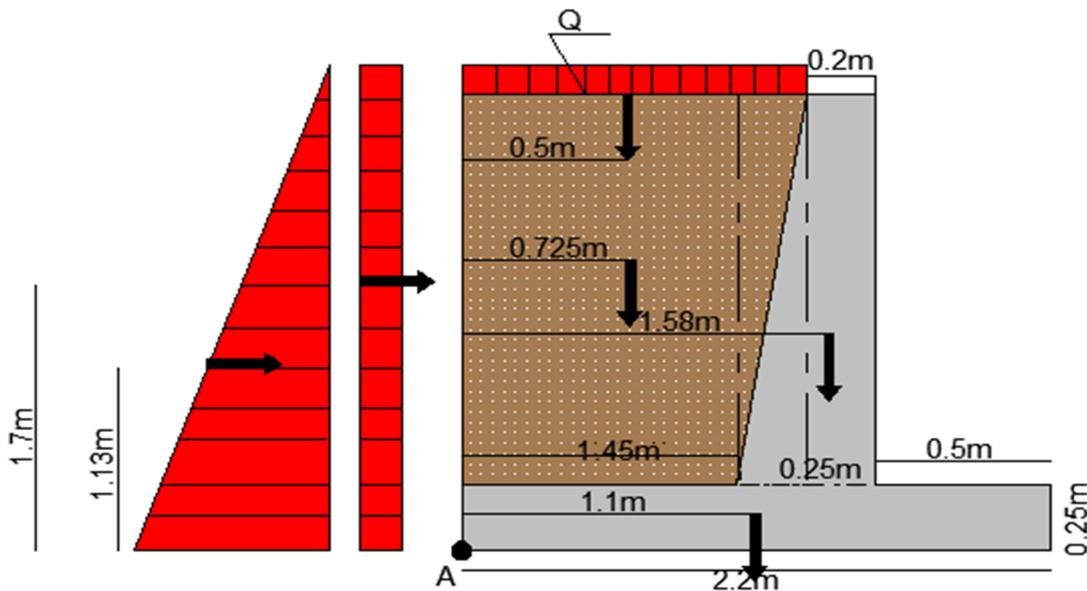


Figure VI. 3 : Calcul du moment au point A

D'après ce schéma on a :

Tableau VI.1 : Calcul du moment de chaque section par rapport au point A

Section	Poids(KN)	Bras de levier(m)	Moment A (KN.m)
Rideau	17.71	1.58	28.1
Semelle	13.75	1.1	15.12
Terre	88.27	0.725	63.99
Q	14.5	0.725	10.51
P ^t horizontale	31.51	1.13	35.6
P ^q horizontale	9.75	1.7	16.57

Donc : $M_A = 169.89 \text{ KN.m}$; $N = 175.49 \text{ KN}$

$e_A = \frac{169.89}{175.49} = 0.968 > \frac{B}{3} = 0.733$ La répartition de la contrainte est une répartition trapézoïdale

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{N}{2B} \left(1 - \frac{1.2 \times e}{B} \right) = 18.82 \text{ KN/m}^2$$

Il faut vérifier que $\sigma_{\text{ref}} \leq \sigma_{\text{adm}} \times e^{-\delta r}$

$$\text{tg} \delta r = \frac{Fh}{Fv} = 0.23 \rightarrow \delta r = 13.23^\circ \rightarrow \delta r = 0.23 \text{ rad}$$

$\sigma_{\text{ref}} = 19.36 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{adm}} \times e^{-\delta r} = 158.77 \text{ KPa} \dots \dots \dots$ Donc pas de risque de poinçonnement.

VI.5.5.2 Vérification de non-glissement:

- **Situation durable :**

$$R_H \leq R_v \times \frac{\text{tg} \varphi'}{1.5} \quad \text{Avec : } R_H = 41.26 \text{ KN/m} ; R_v = 175.49 \text{ KN/m}$$

$41.26 < 77.61 \dots \dots \dots$ vérifiée Donc pas de risque au glissement

- **Situation accidentelle :**

$$R_H = \sum F_H = 43.15 + 13.35 + 2.65 + 2.06 + 13.24 + 2.17 = 76.62 \text{ KN}$$

$$R_H = \sum F_H = 76.62 \text{ KN}$$

$$R_v = \sum F_v = 17.71 + 13.75 + 88.27 + 14.5 + 0.79 + 0.62 + 3.97 + 0.65 = 140.26 \text{ KN}$$

$$R_v = \sum F_v = 140.26 \text{ KN}$$

$$R_H \leq R_v \times \frac{\text{tg} \varphi'}{1.2}$$

$76.62 \text{ KN} < 77.53 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée Donc pas de risque de glissement

VI.5.5.3 Vérification au renversement:

- **Situation durable :**

$$\frac{\sum M_{st/A}}{\sum M_{ren/A}} \geq 1.5$$

$$\sum M_{st/A} = \sum M_{Fv/A} = 28.1 + 15.12 + 63.99 + 10.51 = 117.72 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{st/A} = 117.72 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{ren/A} = 35.6 + 16.57 = 52.17 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\Sigma M_{st/A}}{\Sigma M_{ren/A}} = 2.25 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifiée Donc pas de risque au renversement}$$

• **Situation accidentelle :**

$$\frac{\Sigma M_{st/A}}{\Sigma M_{ren/A}} \geq 1.3$$

$$\Sigma M_{st/A} = \Sigma M_{Fv/A} = M_{Gv} + M_{Qv} + M_{Ev}$$

$$\Sigma M_{st/A} = \Sigma M_{Fv/A} = 107.21 + 10.51 + 5.27 = 122.99 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{st/A} = 122.99 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{ren/A} = \Sigma M_{FH/A} = M_{GH} + M_{QH} + M_{EH}$$

$$\Sigma M_{ren/A} = 48.9 + 22.69 + 22.24 = 93.83 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_{ren/A} = 93.83 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\Sigma M_{st/A}}{\Sigma M_{ren/A}} = 1.31 \geq 1.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée Donc pas de risque de renversement.}$$

VI.5.6 Vérification de la stabilité interne :

Le rideau est calculé comme une console soumise a une charge horizontale (poussée des terres + pression due a la surcharge Q).supposée agir directement sur le mur avec :

$$\delta = 0 ; \quad \varphi = 33.56^\circ$$

$$\text{tg} \lambda = \frac{0.05}{3.15} = 0.0158 \rightarrow \lambda = 0.9^\circ$$

$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 0.9^\circ \\ \varphi = 33.56^\circ \\ \delta = 0 \\ \beta = 0 \end{array} \right. \Rightarrow$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\beta}{\varphi} = 0 \\ \frac{\delta}{\varphi} = 0 \\ \lambda = 0.9^\circ \\ \varphi = 33.56^\circ \end{array} \right.$	$\xrightarrow{\text{Tableau Caquât-Kerisel}}$	$K_a = 0.382$
--	--	---	---------------

- **Les poussées des terres :**

$$P^t_H = P \cos(\delta + \lambda) \quad \text{Avec : } P^t = 36 \text{KN}$$

$$P^t_H = P \cos(\delta + \lambda) = 35.99 \text{KN}$$

- **Poussée due à la surcharge Q:**

$$P^q = 12.03 \text{KN}$$

VI.5.6.1 Calcul des sollicitations :

- **Situation durable :**

L'ELS est plus défavorable que L'ELU de situation durable On calculera à L'ELS de la situation accidentelle.

L'ELS :

$$M_G = M^T = M^{\text{terre}} = \frac{P^t \times H}{3} = 37.78 \text{KN.m}$$

$$M_Q = \frac{P^q \times H}{2} = 18.94 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc: } M = M_G + M_Q = 56.72 \text{KN.m}$$

- **Situation accidentelle :**

L'ELS :

$$M_G = P^t \times \frac{3.15}{3} + G^{\text{Rh}} \times 1.51 + G^{\text{th}} \times 1.58 = 70.22 \text{KN.m}$$

$$M_Q = P^q \times \frac{3.15}{2} + G^{\text{qh}} \times 3.15 = 27.86 \text{KN.m}$$

$$M_E = M_G + M_Q = 98.08 \text{KN.m}$$

Remarque : à L'ELU le ferrailage est trop faible donc on va ferrailer pour la situation accidentelle vu qu'elle nous donne des résultats plus défavorables.

VI.5.6.2 Ferrailage

$M^E=98.08 \text{ KN.m}$, $f_c=400\text{MPa}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$

$$f_{bu}=22.17\text{MN/m} \quad \mu = \frac{ME}{b \times d^2 \times f_{c28}} = 0.091$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.12$$

$$Z=d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.21$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 11.70\text{cm}^2$$

- **Armature secondaire :**
 - ❖ **Rideau :**

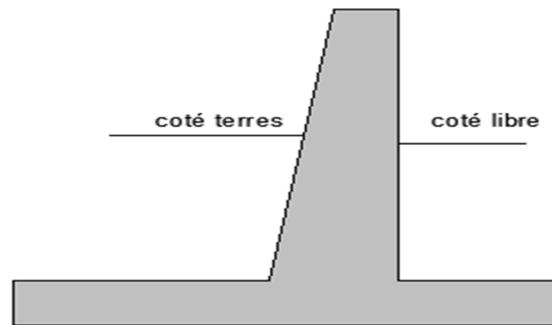


Figure VI.4 : Schéma du Rideau

- **Face coté terre :**

Armature horizontale $A_h \geq 0.10 \times e_{rideau} = 2.5\text{cm}^2/\text{ml}$

- **Face coté libre :**

Armature verticale : $A_v \geq 0.10 \times e_{rideau} = 2.5\text{cm}^2/\text{ml}$

Armature horizontale : $A_h \geq 0.075 \times e_{rideau} = 1.875\text{cm}^2/\text{ml}$

❖ **Semelle :**

La répartition des contraintes sous la semelle est sous forme trapézoïdale mais pour le ferrailage on suppose que la répartition des contraintes est uniforme sur une largeur égale à $2 \times e_A$ (méthode de MEYRHOFF)

$$\sigma = \text{cte} = \frac{N_T}{2 \times e_A} = \frac{175.49}{2 \times 0.968} = 90.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{fissuration nuisible : } \sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_c \\ 110 \sqrt{n} \times f_{t28} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_c = 266.66 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{n} \times f_{t28} = 215.55 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{st}}{15 \bar{\sigma}_{st} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 215.55} = 0.556$$

$$\beta_1 = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) = 0.2264$$

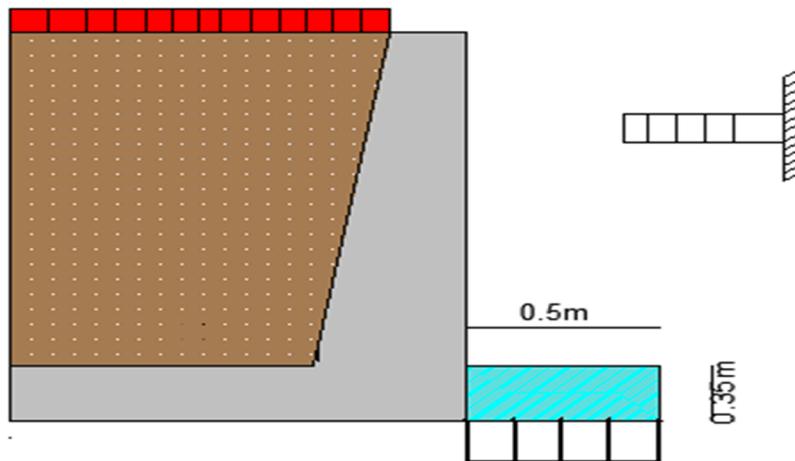
$$M_{ser} = M_{G+} + M_Q = 56.72 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{ser} = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = 0.065$$

$$Z = d \times \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] = 0.179$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 14.7 \text{ cm}^2$$

❖ Semelle avant :



$$\sigma = -90.64$$

Figure VI.5 : Schéma explicatif des charges sur la semelle avant

VI.5.6.3 Ferrailage de la semelle avant :

La semelle avant est ferrillée comme une dalle à la flexion simple sous l'effet de la réaction du sol (charge uniforme)

$$M_{\max} = -\sigma \times \frac{l^2}{2} = -90.64 \times \frac{0.5^2}{2} = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = 0.013$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{st}}{15 \bar{\sigma}_{st} + \sigma_{st}} = 0.556$$

$$Z = d \times \left[1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] = 0.179$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 2.93 \text{ cm}^2$$

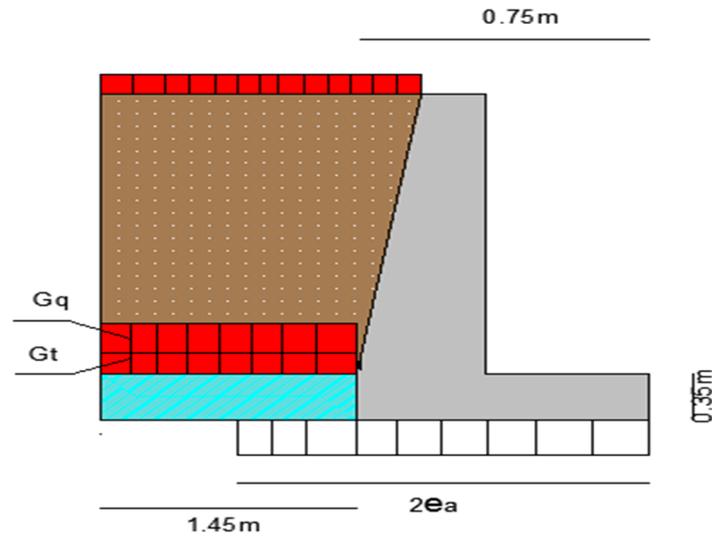
❖ **Semelle arrière :**

Figure VI.6 : Schéma explicatif des charges sur la semelle arrière

VI.5.6.4 Ferrailage principale :

La semelle arrière est ferrillée comme une dalle à la flexion simple sous l'effet de la réaction du sol (charge uniforme)

Poids des terres sur la semelle et de la surcharge q.

La semelle arrière (le talus) est soumise à :

La réaction du sol (pression uniforme) $\sigma_{st} = 90.64 \text{KN/m}^2$.

Le poids des terres $G^t = 17.71 \text{KN/m}^2$

Le poids due à la surcharge Q $G^q = 10 \text{KN/m}^2$

Le moment de flexion au niveau de l'encastrement est :

$$M = \frac{-(G+Q) \times L^2}{2} + \sigma \times \frac{L^2}{2} = 71.59 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 18.55 \text{cm}^2$$

VI.5.6.5 Schema de ferrailage :

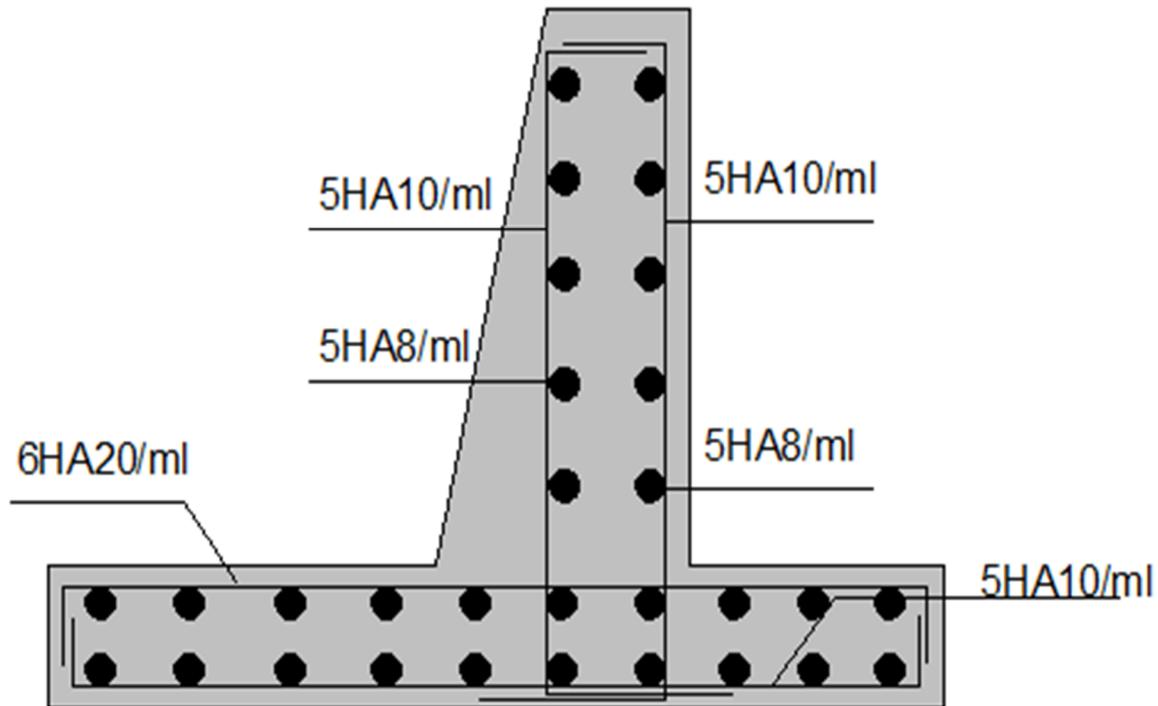


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement

VI.6.Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, Cet dernier à vérifier qu'il n'y a pas de risque de chavouement, d'où ce type de semelle convient à notre structure, de même que le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 3.4m est prévu pour supporter l'action des poussées des terres exercées sur l'entre-sol .

I.1. Introduction

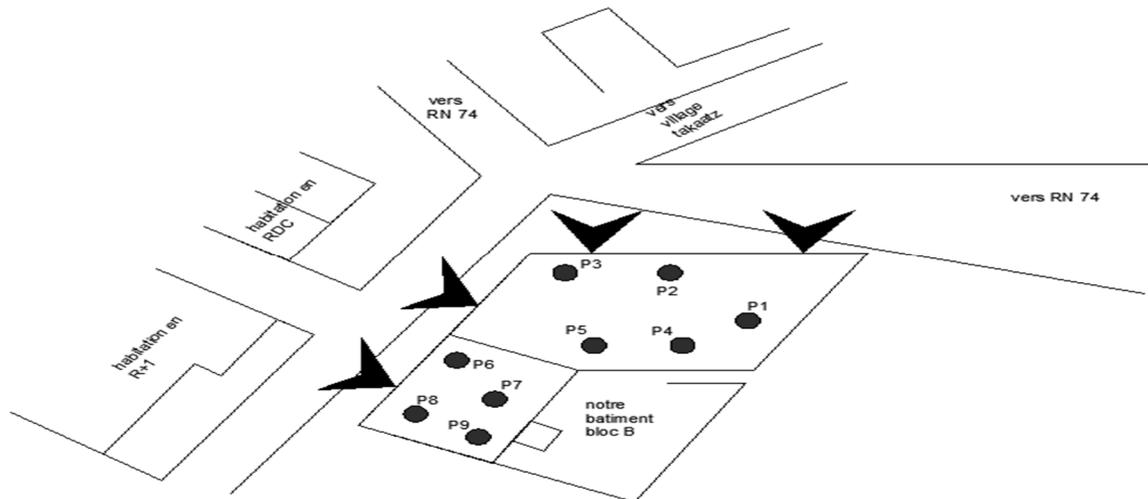
L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre à la description du projet et à l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Implantation et description de l'ouvrage

Cet ouvrage est implanté à SEDDOUK wilaya de **Bejaïa**, sur un terrain relativement plat. qui est limité au Nord par l'intersection des 4 chemins, à l'Est et au sud par des terrains nus, à l'Ouest par la route qui mène au village d'amalou, Cette zone est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne. Le site est destiné pour la construction de 73 logements promotionnels, il est considéré comme un site meuble (S3) et sa contrainte admissible est égale à **1.8 bars** pour un ancrage à partir de 2,5m par rapport à la cote du terrain naturel, ou de **2 bars** pour un ancrage à partir de **3,5 m** par rapport à la cote du terrain naturel .

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7 + 1 entre sol) en béton armé à usage multiple, son plan de masse est représenté sur la figure I.1 ci-dessous.



. Figure I.1 Plan de masse du projet

- Du 1^{er} au 7^{ème} étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements) sauf les deux derniers étages qui contiennent 2 logements.
- Le RDC est à usage multiple (commercial et habitation).
- L'entresol est un parking.

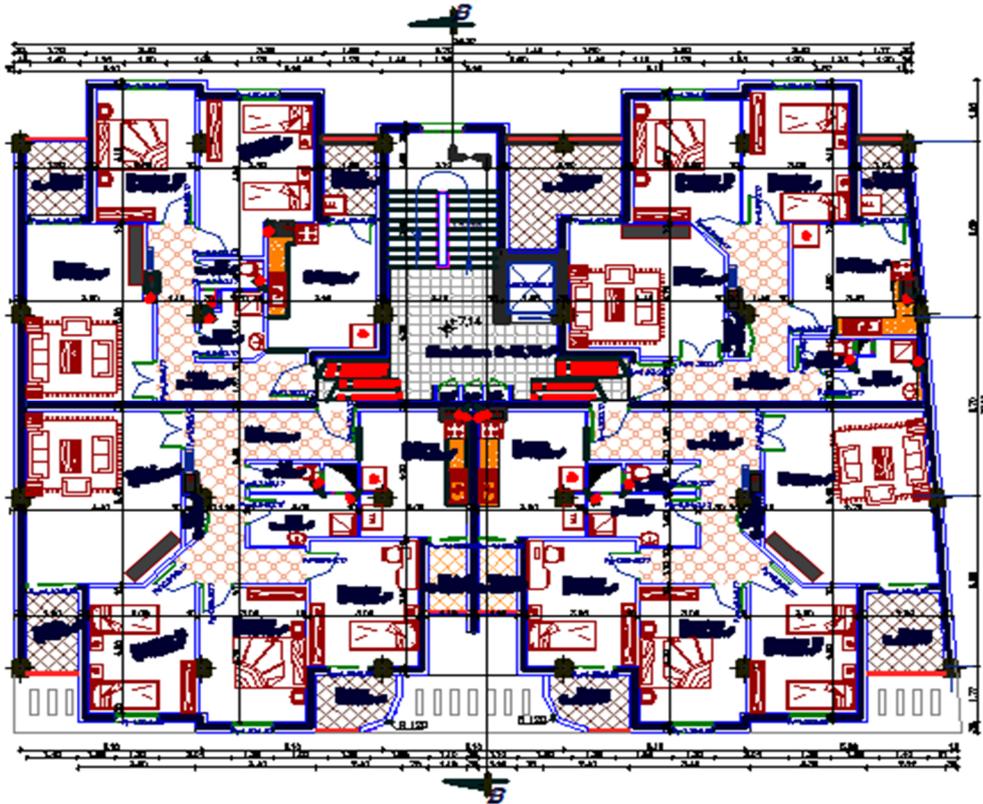


Figure : La vue en Plan

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1. Description architecturale

Les dimensions du bâtiment sont :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' $L_x=26.22$ m
- Dimension projetée selon l'axe y-y' $L_y=17.00$ m
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère 31.9 m
- Hauteur des étages à usage d'habitation 3.06 m
- Hauteur du rez-de-chaussée 4.08 m
- Hauteur d'entresol 3.40 m
- La hauteur de la toiture 2,40 m

I.3.2. Description structurale

❖ Les planchers

Les planchers utilisés sont de type corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, qui forme un diaphragme horizontal rigide et qui assure la transmission des charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations .

❖ Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Les maçonneries

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une l'âme d'air de 5cm.

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

❖ Balcons

Les balcons sont réalisés en corps creux et en dalle pleine.

❖ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

- Limitation des tassements différentiels

I.4. Choix du contreventement

La structure à étudier est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.5. Règlements et normes utilisés

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

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).

- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- DTR-BC2.332 (Règles De Calculs Des Fondations profondes).

I.6. Les états limites

L'état limite est l'état ou toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

I.6.1. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- ✚ L'équilibre statique
- ✚ La résistance d'un élément de la construction
- ✚ La stabilité de forme (flambement)
- ✚ La fatigue

I.6.2. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation. On distingue deux cas :

- ✚ Ouverture des fissures.
- ✚ Déformation des éléments
- ✚

➤ Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

À l'ELU

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1. Conservation des sections planes.
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. Le béton tendu est négligé dans les calculs.
4. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
5. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
6. Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure I.3).

7. Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (figure I.2) (car la section n'est que partiellement comprimée).
8. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
9. 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.

À L'ELS

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
4. Le béton tendu est négligé.
5. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
6. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
7. Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

➤ Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 *MPa*, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 *MPa*, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

Pour palier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

I.7.1. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

❖ Résistance du béton

a) Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 . Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante:

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \quad (\text{Art A. 2. 1, 11 CBA93})$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

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

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

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

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise égale à **25MPa**.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0.60 + 0.06f_{cj}$	si $f_{cj} \leq 60MPa$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3}$	si $f_{cj} > 60MPa$ (Annexe F BAEL91)

Pour $j = 28$ jours : $fc28 = 25MPa$ et $ft28 = 2.1MPa$

❖ Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané E_{ij}
- Module de Young différé E_{vj}

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

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{vj} = 11000f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.2 CBA93})$$

❖ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

❖ Module d'élasticité transversale

Il est donné par :

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

$G = 0.4E \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

❖ Modèle de calcul à l'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $n = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligé (Art A.4.5,1 BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333MPa$).

❖ Modèle de calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme de contraintes déformations donné sur la Figure I.2.

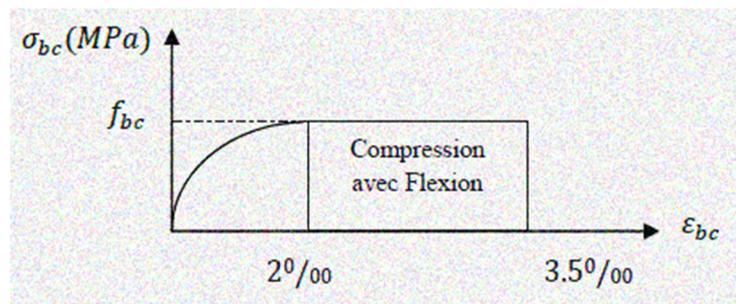


Figure I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

$\theta = 1$: si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$: si la durée est comprise entre 1h et 24h.

Sinon $\rightarrow \theta = 0.85$.

I.7.2. L'acier

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR)

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL)

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de $FeE400$ de limite élastique de 400 MPa .
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance $FeE235 \text{ MPa}$ avec $\emptyset 6$.

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} : \text{Pour } \varepsilon_{sc} < \varepsilon_s < 10\text{‰} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \end{cases}$$

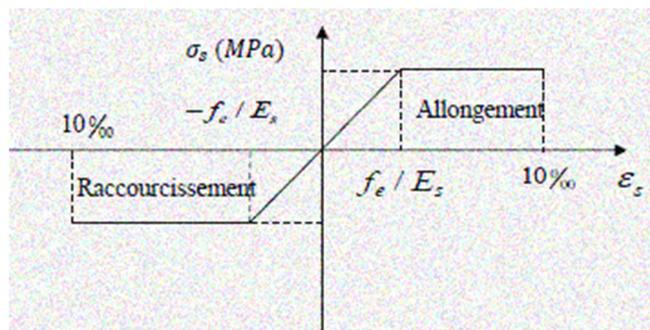


Figure I.3 Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} : \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} : \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

b. Etat limite de service (ELS)

Selon le BAEL91 la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction du type de la fissuration.

✚ Fissuration peu nuisible (FPN) : aucune vérification à faire.

✚ Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

✚ Fissuration très nuisible (ouvrage en mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min\left[\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

I.8. Actions et sollicitations

I.8.1 Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction.

On distingue :

Les actions permanentes notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Le poids propre de la structure
- La poussée des terres et liquides.

Les actions variables notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges dues à l'effet de température.
- Les charges appliquées en cours d'exécution.

Les actions accidentelles, notées F_A provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

I.8.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$

- Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0.8 G \pm E_x \\ 0.8 G \pm E_y \end{cases}$

1. Introduction

Pour assurer une bonne transmission de différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

2. Les planchers

2.1. Corps creux

Ce plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression.

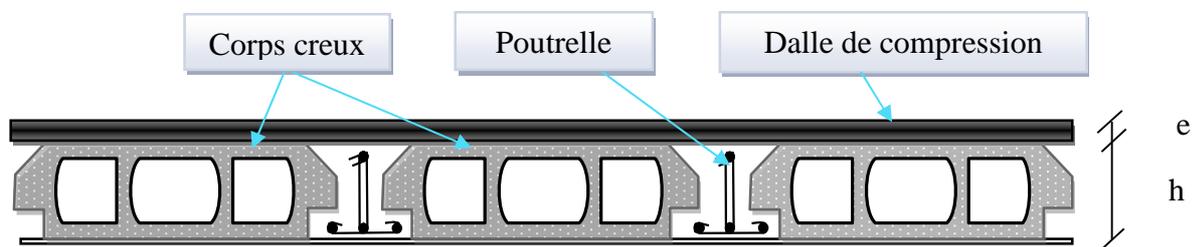


Figure II.1 Plancher à corps creux

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

1. Le critère de la petite portée.
2. Le critère de continuité.

Exemple : Plan du 1^{er} étage

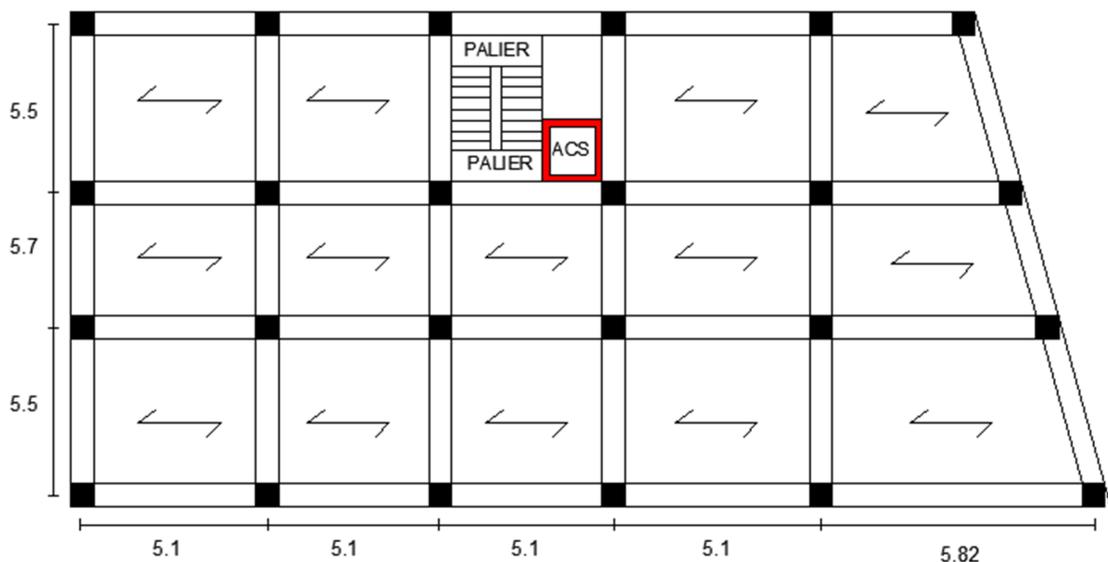


Figure II.2 Disposition des poutrelles sur les différents planchers

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur totale du plancher

D'où :

$$L_{\max} = 582 - 30 = 552 \text{ cm (on suppose des poutres de largeur 30 cm)}$$

$$h_t \geq \frac{552}{22,5} = 24,53 \text{ cm soit } h_t = 25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+5) = 25 \text{ cm}$.

a. □ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (Solidaires avec la dalle de compression), elles sont caractérisées par les dimensions suivantes :

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

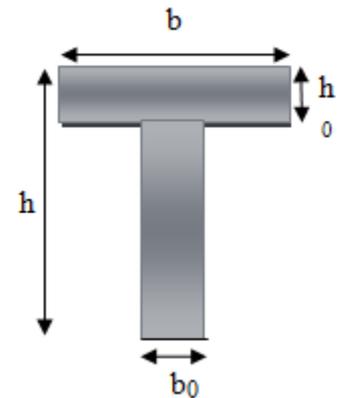
b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace.

$$\text{Avec : } \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10} \right) \dots \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.



Dans notre cas, le tableau ci-dessous donne la largeur efficace de chaque niveau, tel que :

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

Les différents Niveaux	L_y^{min} (cm)	La largeur efficace "b" (cm)
Entre sol	550	65
RDC	550	65
Etage courant		
Terrasse inaccessible	500	65

II.2. Dalles pleines

Le plancher à dalle pleine est constitué d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres orthogonales. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.1 Critère de résistance

$e \leq Lx/20$: Pour une dalle sur un seul appui.

$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$: Pour une dalle travaillant comme une poutre sur deux appuis.

$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$: Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.



II.2.2 Résistance au feu

$e \geq 7cm$: Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11cm$: Pour deux heures de coupe-feu

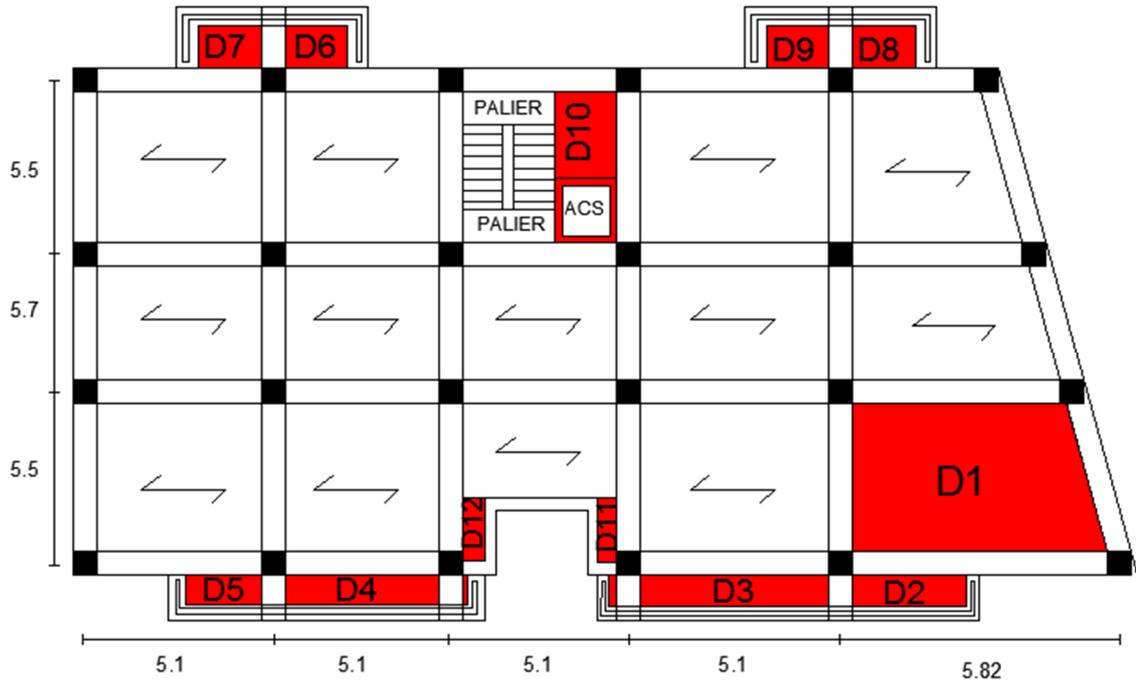


Figure II.3 Disposition des dalles pleines sur les différents planchers

Dans notre projet, nous disposons (12) panneaux de dalles pleines (Figure II.3). En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1.Pré dimensionnement des dalles pleines

Nombre D'appuis	Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	$\rho = Lx/Ly$	« e » calculée (cm)	
2	D1	5.2	5.52	0.94	$Lx/45 \leq e \leq Lx/40$	11
4	D2	1.6	3.25	0.49	$Lx/35 \leq e \leq Lx/30$	5

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour un épaisseur des dalles **e = 12cm**.

II.3. Les Poutres

II.3.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

L_{\max} : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

$L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$	$\Rightarrow 36 < \mathbf{hp} < 54$	$\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{hp} = 40 \text{ cm} \\ \mathbf{bp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$
--	-------------------------------------	--

II.3.2 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq \mathbf{hp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 582 - 30 = 552 \text{ cm}$	$\Rightarrow 36,8 < \mathbf{hp} < 55,2$	$\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{hp} = 40 \text{ cm} \\ \mathbf{bp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$
--	---	--

Comme les section des poutres dans les deux dispositions sont identiques, donc On adopte pour les poutres principales et secondaires une section de : $(\mathbf{b \times h}) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

Suivant l'article 7.5.1 du RPA99/2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 1,33 < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(Conditions vérifiées)}$$

II.3.3 Les poutres de chaînage :

P.ch	$L_{\max} = 5,2 - 0,3 = 4,90 \text{ m}$	$32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$	$\begin{cases} \mathbf{hp} = 40 \text{ cm} \\ \mathbf{bp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$
-------------	---	--	--

II.4 Les voiles

Ce sont des éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales. Leurs dimensions sont l'épaisseur « a » et la longueur « L »
Selon le RPA99 (version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right) \\ L \geq 4 \times a \end{array} \right. \quad \text{avec } h_e : \text{ hauteur libre d'étage}$$

Dans notre cas, pour des poutres de 40cm de hauteur on a :

$$h_e = (\text{hauteur d'étage} - \mathbf{hp})$$

Le calcul des dimensions des voiles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Dimensions des voiles

Etage	Hauteur d'étage (cm)	he(cm)	a (cm)
RDC	408	368	20
Entre-sol	340	300	20
Etages courants	306	266	15

⇒ Nous optons alors pour une épaisseur des voiles $a = 20\text{cm}$ pour l'entre-sol et le RDC et $a = 15\text{cm}$ pour les étages courants

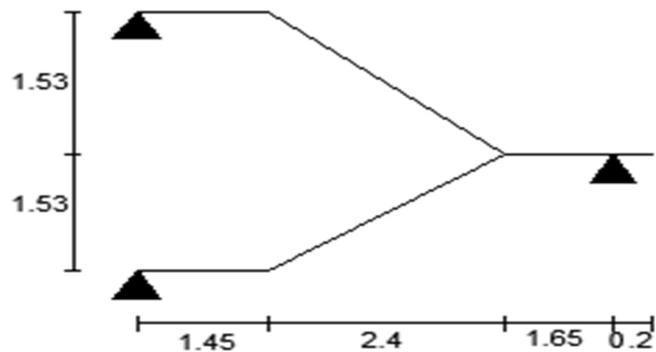
II.5. Les escaliers

Pré dimensionnement des escaliers

II.5.1 Dimensionnement de l'escalier étage courant :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches



H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

L_0 : la longueur projetée de la volée.

L_p : la longueur du palier de départ

L_p' : la longueur du palier de l'arrivée

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :
- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

- POUR l'étage courant on aura :

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

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixe la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 153/17=9$ contre marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \text{ Ce qui donne d'après la formule (1) un giron } g = 30 \text{ cm,}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 32.51^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

$$L = 1,45 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1,65 = 5,94$$

- Epaisseur de la paillasse (e) Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow 19,8\text{cm} \leq e \leq 29,7 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour 2 heures de coupe-feu}$$

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

II.5.2 pour le RDC

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixe la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marches correspondant : $n = 204/17=12$ contre marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm} \text{ Ce qui donne d'après la formule (1) un giron } g = 30 \text{ cm,}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 31.72^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

$$L = 0 + \sqrt{3.30^2 + 2.04^2} + 1,75 = 5,62$$

- Epaisseur de la paillasse (e) Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow 18,76\text{cm} \leq e \leq 28,14 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour 2 heures de coupe-feu}$$

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

II.5.3 pour L' ENTRE SOL :

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

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

1^{ER} TYPE :

On fixe la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 221/17=13$ contre marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{330}{12} = 27,5 \text{ cm} \text{ Ce qui donne d'après la formule (1) un giron } g = 27,5 \text{ cm,}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{221}{330} \right) = 33.81^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

$$L = 0 + \sqrt{3.30^2 + 2.21^2} + 1,75 = 5,72$$

- Epaisseur de la paille (e) Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow 19,07 \text{ cm} \leq e \leq 28,60 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour 2 heures de coupe-feu}$$

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

2^{EME} TYPE :

On fixe la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marches correspondant : $n = 119/17=7$ contre marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm} \text{ Ce qui donne d'après la formule (1) un giron } g = 30 \text{ cm,}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{119}{180} \right) = 33.46^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p'$$

$$L = 0 + \sqrt{1.80 + 1.19^2} + 1,35 = 3,50$$

- Epaisseur de la paille (e) Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow 11,69 \text{ cm} \leq e \leq 17,53 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour 2 heures de coupe-feu}$$

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

Les dimensions des escaliers sont représenté Dans le Tableau suivant:

Tableau II.3 Dimensionnement des escaliers de différents niveaux

H (m)	L_0 (m)	N	h(cm)	g(cm)	Escalier de l'étage courant
1.53	2.40	9	17	30	
H_t	L_p	L_p'	L_v (m)	L(m)	
28.50	1.45	1.65	2.84	5.94	
$19,8\text{cm} \leq e \leq 29,7 \text{ cm}$					On prend : = 20cm
H (m)	L_0 (m)	N	h(cm)	g(cm)	Escalier du RDC
2.04	3.3	12	17	30	
H_t	L_p	L_p'	L_v (m)	L	
28.50	0.45	1.75	3.879	6.07	
$18.76\text{cm} \leq e \leq 28.14 \text{ cm}$					On prend : = 20cm
H (m)	L_0 (m)	N	h(cm)	g(cm)	Escalier de l'entre sol
2.21	3.30	13	17	27.5	
H_t	L_p	L_p'	L_v (m)	L	
28.50	0.45	1.75	3.3	5.72	
H (m)	L_0 (m)	N	h(cm)	g(cm)	
1.19	1.8	7	17	30	
H_t	L_p	L_p'	L_v	L	
28.50	0	1.35	1.8	3.5	
$19.07\text{cm} \leq e \leq 28.60 \text{ cm}$ $11.69\text{cm} \leq e \leq 17.53 \text{ cm}$					Type1 : On prend : $e = 20\text{cm}$ Type2 : On prend : $e = 15\text{cm}$

II.6. Étude de l'acrotère

Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considérée préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,7 \times 0,1) + [(0,1 + 0,07) \times 0,1/2]$$

$$S = 0,0785 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

- Poids propre

$$G = \gamma_b \times S.$$

$$G = 25 \times 0,0785$$

$$\Rightarrow G = 1,9625 \text{ KN/ml.}$$

- Enduit de ciment

$$G = \gamma_c \times e \times 1.$$

$$G = 18 \times 0,15 = 2,7 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow G_t = 1,9625 + 2,7 = 2,2325 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation

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

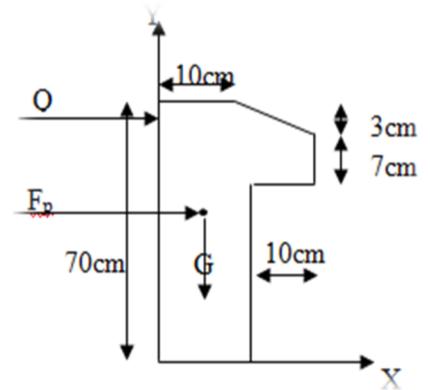


Figure II.4 : Coupe transversale de l'acrotère

II.7 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminées par la descente de charges du poteau le plus sollicité.

Selon le RPA99 (version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Telle que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,66\text{m}$ pour l' étage courant.

$h_e = 3,00\text{m}$ pour l'entre sol.

$h_e = 3,68\text{m}$ pour le RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ❖ l'entre sol et le RDC sont de section (55×55) cm^2 .
- ❖ 1^{er} étage est de section (50×50) cm^2 .
- ❖ 2^{ème} étage est de section (45×45) cm^2
- ❖ 3^{ème}, et 4^{ème} étage sont de sections (40×40) cm^2 .
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage sont de sections (35×35) cm^2 .
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage sont de sections (30×30) cm^2 .

II.8 Evaluation des charges permanentes

II.8.1 Plancher à corps creux

Tableau II.4 Evaluation des charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Gravions roulés de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12

Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (20+5)cm	/	0,25	3,3
Enduit de plâtre	18	0,015	0,27
Charge permanente totale	G = 6,70 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=1 KN/m²		

Tableau II.5 Evaluation des charges et surcharge du plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (20+5)	0.25	/	3.3
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Cloison de séparation	0.10	/	0,9
Charge permanente totale			G =5.63 KN/m²
Surcharge d'exploitation			Q = 1,50 KN/m²

II.8.2 Balcons (Dalle pleine)

Tableau II.6.Evaluation des charges et surcharge de la dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Poids surfaccique (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Cloison de réparation	/	/	0,9
Charge permanente totale			G = 5,34
Surcharge d'exploitation			Q = 3,50

II.8.3 Murs extérieurs

Tableau II.7 Evaluation des charges des murs extérieurs

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.10	9	0.9
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
Charge permanente totale				G = 2,48

II.8.4 Les escaliers

II.8.4.1 Le palier

Tableau II.8 Evaluation des charges et surcharge du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Palier	0.20	25	5
Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale	G = 6.43		
Surcharge d'exploitation	Q = 2,50		

II.8.4.2 La volée

Tableau II.9 Evaluation des charges et surcharge des volées.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)			
			Etage Courant Lo=2.4m α=32.5°	RDC Lo=3.3m α=31.72°	Entre-sol TYPE1 Lo=3.3m α=33.81°	Entre-sol TYPE1 Lo=1.80m α=33.46°
Revêtement horizontale	0,02	20	0,4	0,4	0,4	0,4
Revêtement verticale	0,02h/g	20	0,22	0,22	0,24	0,22
Mortier de pose horizontale	0,02	20	0,4	0,4	0,4	0,4
Mortier de pose vertical	0,02h/g	20	0,22	0,22	0,24	0,22
Enduit de ciment	0,015/cos(α)	18	0,32	0,32	0,32	0,32
poids des marches	h/2	22	1,87	1,87	1,87	1,87
Paillasse (DP)	0,20/cos(α)	25	5,92	5.87	6.10	5.99
Charge permanent G _{vi} (KN/m ²)			9,35	9.3	9,48	9,42
Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)			2.50			

II.9 Descente de charges

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charges. Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités :

P1 : poteau au niveau de l'entre sol jusqu'au le 6^{eme} étage

P2 : poteau au niveau de la cage d'escaliers. (du RDC jusqu'à la terrasse inaccessible).

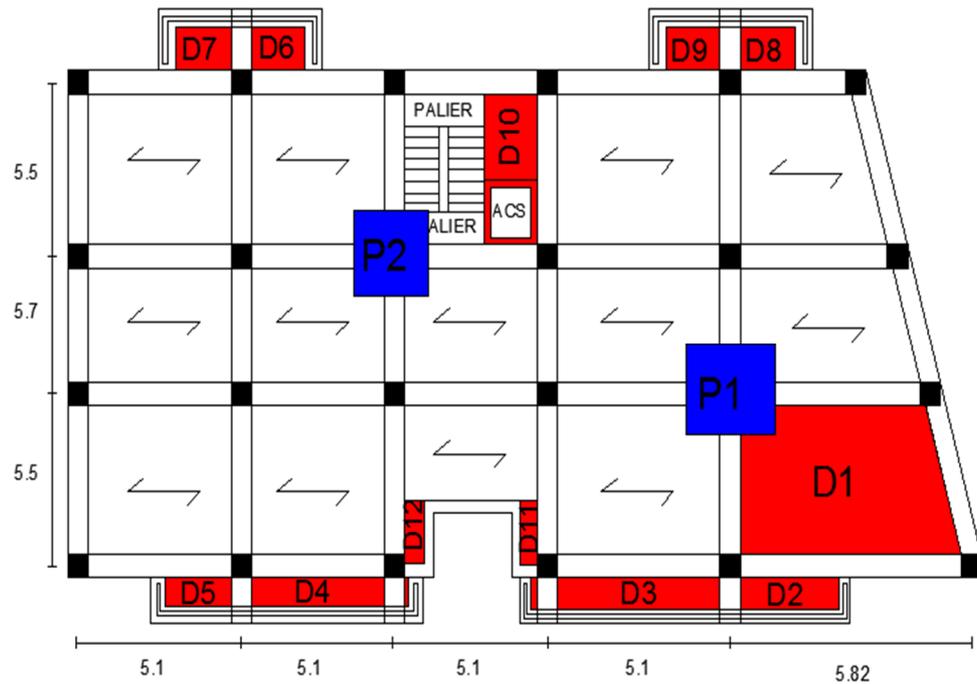


Figure II.4 Les poteaux les plus sollicités

Les sections des poteaux adoptés préalablement sont définies ci-après,

Tels que :

Le poids propre des poteaux est : $P=25 \times S \times h$

Avec : h : hauteur d'étage

S : surface du poteau ($b_1 \times h_1$)

Avec :

$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton

H_e : hauteur du poteau

{	$H_e = 3,4 \text{ m}$ pour l'entre sol
	$H_e = 4,08 \text{ m}$ pour le RDC
	$H_e = 3.06 \text{ m}$ pour les autres étages
	$H_e = 2.4 \text{ m}$ pour la terrasse inaccessible

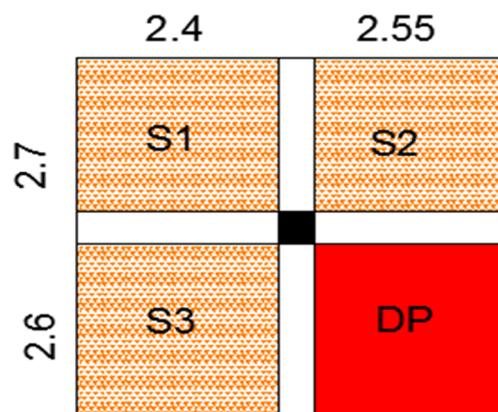
Tableau II.10 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre

Niveau	Dimensions	Poids propre P (KN)
entre sol	55 × 55	25.71
RDC		30.85
Etages 1	50×50	19.12
Etages 2	45×45	15.49
Etage 3 et 4	40×40	12.24
Etage 5 et 6	35× 35	9.37
Etage 7	30 × 30	6.88
Terrasse inaccessible		5.4

II.9.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau (P1)

La surface afférente qui revient au poteau (P1) est représentée dans la figure suivante :

Calcul des surfaces afférentes



$$\left\{ \begin{array}{l} S_T = S1 + S2 + S3 + S4 \\ = 19.6 + 6.63 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le RDC

$$G=5,63 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{dp}=5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$G_{RDC} = G \times S_{cc} + G_{dp} \times S_{dp} = 156.45 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = Q \times S = 69,47 \text{ KN}$$

Pour le 1^{er} étage jusqu'au 7^{eme} étage

$$G_c = 5.63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{cc} = G_c \times S_c + G_{dp} \times S_{dp} = 156.45 \text{ kN}$$

Pour les poutres

$$G_{poutre} = 16,35 + 15,30 = 35,75 \text{ KN}$$

$$Q_{poutre} = Q \times S = 41,69 \text{ KN}$$

❖ **Application de la loi de dégression**



❖ N0 : $Q_0 = 41,69 \text{ KN}$

❖ N1 : $Q_0 + Q_1 = 83.83 \text{ KN}$

❖ N2 : $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 120.9 \text{ KN}$

❖ N3 : $Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 154.25 \text{ KN}$

❖ N4 : $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 183.43 \text{ KN}$

❖ N5 : $Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 208.45 \text{ KN}$

❖ N6 : $Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 229.29 \text{ KN}$

❖ N7 : $Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 250.14 \text{ KN}$

II.9.2 Descente de charges pour le poteau (P1)

Tableau II.11 Descente charge pour le poteau 1

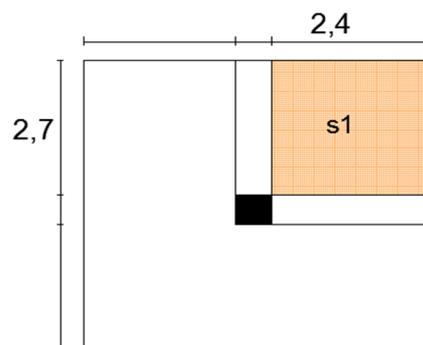
Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu*
N0 35*35	Plancher	156,45	41.69	
	Poutres	35,65		
	Poteaux	9,37		
La SOMME		201,47	41.69	3679,71
N1 35*35	venant de N0	201,47	83.83	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	9,37		
La SOMME		402,94	83.83	736,68
N2 40*40	venant de N1	402,94	120.9	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	12,24		
La SOMME		607,33	120.9	1101,36
N3 40*40	venant de N2	607,33	154.25	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		

	Poteaux	12,24		
La SOMME		811,67	154,25	1459,83
N4 45*45	venant de N3	811,67	183,4	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	15,49		
La SOMME		1019,26	183,43	1816,25
N5 50*50	venant de N4	1019,26	208,45	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	19,12		
La SOMME		1230,48	208,45	2171,2
N6 55*55	venant de N5	1230,48	250,13	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	30,85		
La SOMME		1453,43	250,13	2571,05
N7 55*55	venant de N6	1453,43	268,61	
	Plancher	156,45		
	Poutres	35,65		
	Poteaux	25,71		
La SOMME		1671,24	268,61	2925
$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 2659,08\text{KN}$				

$$NU^* = NU \times 1,10 = 2925\text{KN}$$

II.9.3 Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau P2

- Poids de la toiture



$$G = 6,7\text{KN/m}^2$$

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

$$S_{\text{afférante}} = 6,66\text{m}^2;$$

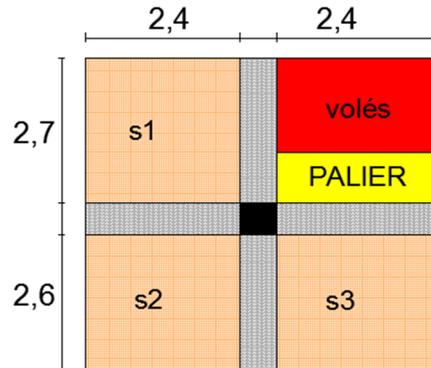
$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{afférante}} \times G_{\text{terrasseinaccessible}}$$

$$\Rightarrow 6.66 \times 6.7 \Rightarrow G_{\text{plancher}} = 44,62 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{terrasse inaccessible}} \times S_{\text{afférente}}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1 \times 6.66 = 6.66 \text{ KN}$$

Poids de la Terrasse inaccessible



$$G = 6,7 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{CC}} \times S_{\text{CC}} + G_{\text{V}} \times S_{\text{V}} + G_{\text{P}} \times S_{\text{P}}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 184.27 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_{\text{CC}} \times S_{\text{CC}} + Q_{\text{V}} \times S_{\text{V}} + Q_{\text{P}} \times S_{\text{P}}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 36.15 \text{ KN}$$

Poids des poutres

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,775 \text{ m} \\ L_{ps} = 2,4 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} g_{pp} = 8,32 \text{ KN} \\ g_{ps} = 7.20 \text{ KN} \end{cases}$$

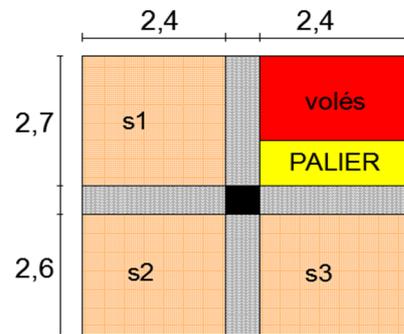
$$G_{\text{totale}} = 15,52 \text{ KN}$$

Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 6.66 \times 2.23 = 14.85 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{acrotère}} = 6.66 \times 1 = 6.66 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étages :**



$$G=5,63\text{KN/m}^2$$

$$Q=1,5\text{KN/m}^2$$

$$S_{\text{corps creux}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_{\text{volée}} + S_{\text{palier}} = 26.16 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{corps creux}} * G_{\text{terrasse inaccessible}} + S_{\text{palier+volée}} * G_{\text{palier+volée}}$$

$$G_{\text{plancher}} = 19.5 * 5.63 + 9.48 * 3.54 + 6.43 * 3.12 = \mathbf{163.4\text{KN}}$$

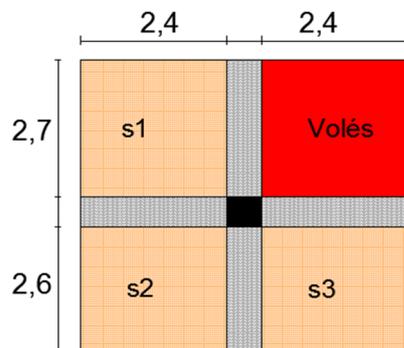
$$Q_{\text{plancher}} = Q_{\text{planchier}} * S_{\text{corps creux}} + Q_{\text{palier+volée}} * S_{\text{palier+volée}}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 * 19.5 + 2.5 * 6.66 = \mathbf{45.9 \text{ KN}}$$

- **Plancher RDC+ENTRESOL :**

$$G=5,63\text{KN/m}^2$$

$$Q=2,5\text{KN/m}^2$$



$$G_{\text{plancher}(\text{rdc+entresol})} = S_{\text{corps creux}} * G_{\text{corps creux}} + S_{\text{volée}} * G_{\text{volée}}$$

$$G_{\text{plancher}(\text{rdc+entresol})} = 19.5 * 5.63 + 9.48 * 6.66 = \mathbf{172.92 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1,5 * 19.5 + 2.5 * 6.66 = \mathbf{45,9 \text{ KN}}$$

Poids des poutres

$$\begin{cases} L_{pp} = 5,45 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,8\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,35\text{KN} \\ g_{ps} = 14,4 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{\text{poutres}} = 30,75 \text{ KN}$$

Surface des murs (entresol)

$$S = 13.57\text{m}^2$$

Poids des murs (entresol)

$$G=2.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = 33.65\text{KN}$$

Surface des murs (RDC)

$$S = 16.65\text{m}^2$$

Poids des murs (RDC)

$$G=2.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = 41.29\text{KN}$$

Surface des murs (1^{er} au 5^{eme} étage)

$$S = 15.68\text{m}^2$$

Poids des murs (1^{er} au 5^{eme} étage)

$$G=2.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = 38.88\text{KN}$$

Surface des murs (6^{eme} au 7^{eme} étage)

$$S = 13.70\text{m}^2$$

poids des murs (6^{eme} au 7^{eme} étage)

$$G=2.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = 33.97\text{KN}$$

Surface des murs (terrasse)

$$S = 12.96\text{m}^2$$

poids des murs (terrasse)

$$G=2.48\text{KN/m}^2 \Rightarrow P = 24,18\text{KN}$$

Tableau II.12 Descente de charges pour le poteau (P2)

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)	Nu*
	L'acrotère	14.85	6.66	
N0 30*30	toiture	44.62	6.66	
	Poutres(toiture)	15.52		
	Poteaux	5.4		
	La SOMME	80.39		13.32
N1 30*30	venant de N0	80.39		
	Plancher	184,27		
	Poutres	30.75		
	mur	24.18		
	Poteaux	6.88		
La SOMME	326.47	49.49	566.466	
N2 35*35	venant de N1	326.47		
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	33.97		
	Poteaux	9.37		
La SOMME	563.96	91.26	988.06	
N3 35*35	venant de N2	563.96		
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	38.88		
	Poteaux	9.37		
La SOMME	806.36	128.475	1409.428	
N4 40*40	venant de N3	806.36		
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	38.88		
	Poteaux	12.24		
La SOMME	1051.63	161.09	1827.469	
N5 40*40	venant de N4	1051.63		
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	38.88		
	Poteaux	12.24		
La SOMME	1296.9	189.12	2237.94	
N6 45*45	venant de N5	1296.9		
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	38.88		
	Poteaux	15.49		
La SOMME	1545.42	212.55	2645.656	

N7 50*50	venant de N6	1545.42	235.85	3058.54
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	38.88		
	Poteaux	19.12		
La SOMME		1797.57		
N8 55*55	venant de N7	1797.57	259.06	3492.28
	Plancher	163.4		
	Poutres	30.75		
	mur	41.29		
	Poteaux	30.85		
La SOMME		2063.86		
N9 55*55	venant de N8	2063.86	282.22	3921,09
	Plancher	172,92		
	Poutres	30.75		
	mur	33.65		
	Poteaux	25.71		
La SOMME		2326,89		
		$N_u^* = 1.10(1,35G_t + 1,5Q_t) = 3921,09 \text{ KN}$		

II.10 Vérifications pour les poteau (p1 et p2) :

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

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

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

En résumé :

$$N_u^* (P1) = 2925 \text{ KN}$$

$$N_u^* (P2) = 3921,09 \text{ KN}$$

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (2) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concerneront ce dernier.

II.10.1 Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{3921,09 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,276 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base $B = 0,55 \times 0,55 = 0,30 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,30 \text{ m}^2 \geq 0,276 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.15. Ci-après.

Tableau II.13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.

Niveaux	Nu*	Comparaison ($B \geq B^{cal}$)		Observation
		B cal (m ²)	B(m ²)	
Terrasse	141.357	0,009	0,09	Vérifiée
7ème	566.466	0,039	0,09	Vérifiée
6ème	988.06	0.0696	0,1225	Vérifiée
5ème	1409.428	0.099	0,1225	Vérifiée
4ème	1827.469	0.1286	0,16	Vérifiée
3ème	2237.94	0,1576	0,16	Vérifiée
2ème	2645.656	0,186	0,2025	Vérifiée
1 ^{er}	3058.54	0,215	0,25	Vérifiée
RDC	3492.28	0,246	0,3025	Vérifiée
Entre-sol	3921.09	0,276	0,3025	Vérifiée

II.10.2 Vérification au flambement

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

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement (λ)
- A_s : section d'armatures comprimées.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul (entresol)

❖ Vérification du poteau :

$$\text{On a : } L_0 = 3,4 - 0,4 = 3 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.1 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{0,55^2}{12}} = 0,158 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = 2.1 / 0,158 = 13,29 < 50$$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(13,29/35)^2} = 0,8264$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

$$\text{On prend } A_s = 1 \% B_r$$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))}$$

$$\text{Or dans notre cas, } B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$$

$$B_r = 0,28 \text{ m}^2 > 0,214 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.14 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau x	Nu*1.1	B(m ²)	I	λ		α	Br ≥ Br ^{calc}		Obs
							Br cal	Br	
terrasse	141,357	0,09	0,0866	16,16		0,8152	0,0078	0,0784	Vérifiée
7ème	566,466	0,09	0,0866	21,5	λ=< 50	0,7903	0,0325	0,0784	Vérifiée
6ème	988,06	0,1225	0,10103 6	18,42		0,8053	0,0557	0,1089	Vérifiée
5ème	1409,43	0,1225	0,10103 6	18,42		0,8053	0,0795	0,1089	Vérifiée
4ème	1827,47	0,16	0,11547	16,12		0,8154	0,1018	0,1444	Vérifiée
3ème	2237,94	0,16	0,11547	16,12		0,8154	0,1247	0,1444	Vérifiée
2ème	2645,66	0,2025	0,12990 4	14,33		0,8224	0,1462	0,1849	Vérifiée
1ème	3058,54	0,25	0,14433	12,9		0,8275	0,168	0,2304	Vérifiée
RDC	3492,28	0,3025	0,15877	16,22		0,8149	0,1948	0,2809	Vérifiée
entresol	3921,09	0,3025	0,15877	13,22		0,8264	0,2157	0,2809	Vérifiée

II.10.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 18.4 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.11 Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on opte pour les dimensions qu'on a proposé, à savoir :

- Plancher à corps creux (20+5) cm
- Dalle pleine : e=12cm
- Epaisseur des paillasse : e=20cm
- Epaisseur des Voiles $\left\{ \begin{array}{l} e = 20\text{cm pour l'entresol + le RDC} \\ e = 15\text{cm pour le reste des étages} \end{array} \right.$
- Poutres Principales (30×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×40) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.15 Dimensions des poteaux

Niveau	Dimensions
Entre-sol	55 × 55
RDC	
Etages 1	50×50
Etages 2	45×45
Etage 3 et 4	40×40
Etage 5 et 6	35× 35
Etage 7+ terrasses inaccessibles	30 × 30

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'exploiter les connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques de calcul, ainsi que quelques concepts et les règlements en vigueur.

A l'issue de ce travail nous avons conclu ce qui suit :

- ✓ Vu l'irrégularité en élévation de notre structure, plusieurs essais ont été effectués pour le choix de la disposition des voiles. On est arrivé à une disposition optimale, celle qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui nous a permis de vérifier l'interaction horizontale (voiles – portiques), ainsi que l'interaction verticale sur la plus part des étages.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement et la résistance caractéristique du béton ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- delta)
- ✓ Au cours de l'étude dynamique, on a constaté que l'escalier joue le rôle d'un élément de contreventement, car il diminue la période de la structure d'une part et il engendre la torsion d'autre part.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, la semelle isolée est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS nous a permis de confirmer les résultats de l'étude dynamique à savoir : Le choix de disposition des voiles et le dimensionnement des éléments de contreventement.

Bibliographie

- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- ✓ Règles de calcul de béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(C.B.A.93).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ DTR-BC2.332 (Règles De Calculs Des Fondations profondes).
- ✓ Cours dynamique des structures (Université de Bejaia).
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS/version2016.
- ✓ Cours béton armé (université de Bejaia).
- ✓ Auto CAD 2014.

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe II

Tableau des Armatures

(en cm²)

Φ	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 III

Caractéristiques générales

Émission	en simplex pour les dispositions en batterie. consulter la table T31	Auto-sonne	collective. Résonance sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	26500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	160 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	—	—	—	—	—	28000	11000	2000
490	—	240	500	240	140 x 120	—	—	—	—	—	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	—	—	—	—	—	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	—	—	—	—	—	32000	12500	2500
500	—	260	500	240	160 x 120	—	—	—	—	—	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	—	—	—	—	—	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	—	—	—	—	—	36000	14000	3000
540	—	260	520	240	200 x 120	—	—	—	—	—	38000	18000	5000
590	—	260	520	280	230 x 140	—	—	—	—	—	38000	19500	7000


 Symbole utilisé par le Comité National de Liaison pour l'Équipement des Handicapés
 (univision-emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et
 accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le tableau d'un document général.
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre correspondant Schindler national.

ANNEXE V

Les Schémas de ferrailage de tous les poteaux :

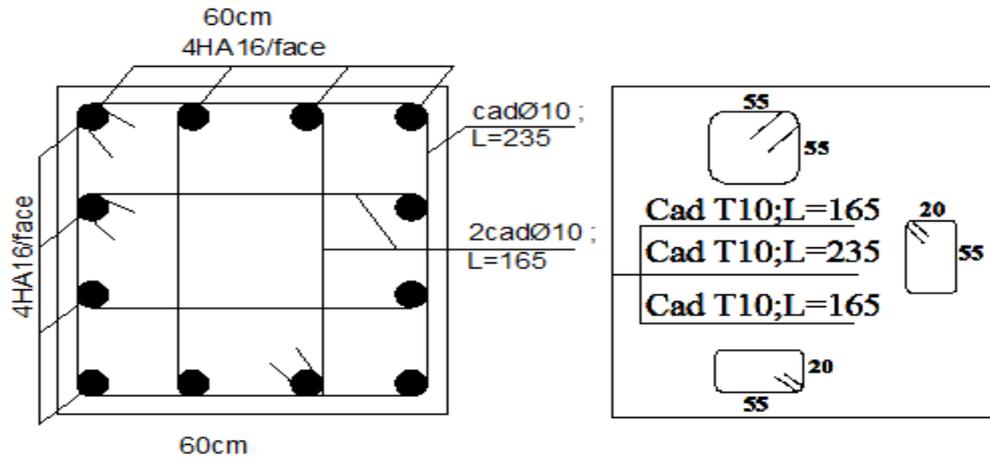


Figure 1 : Schéma de ferrailage desPoteaux (RDC)

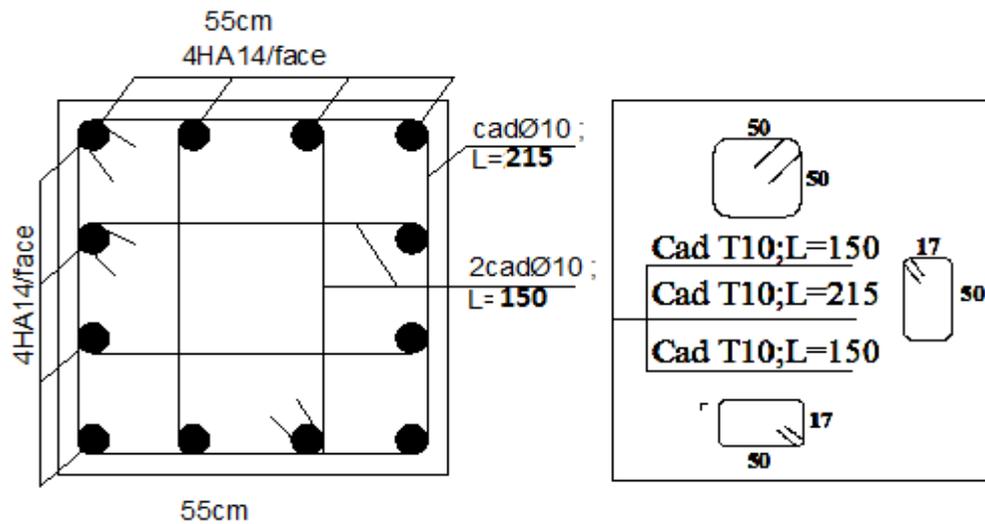


Figure 2 : Schéma de ferrailage desPoteaux du 1^{er} étage

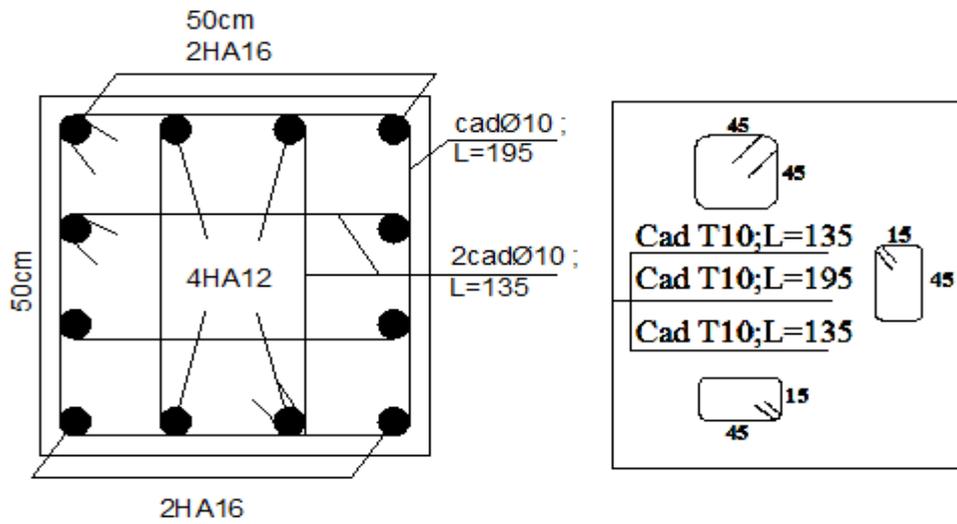


Figure3 : Schéma de ferrailage desPoteaux du 2^{eme} étage

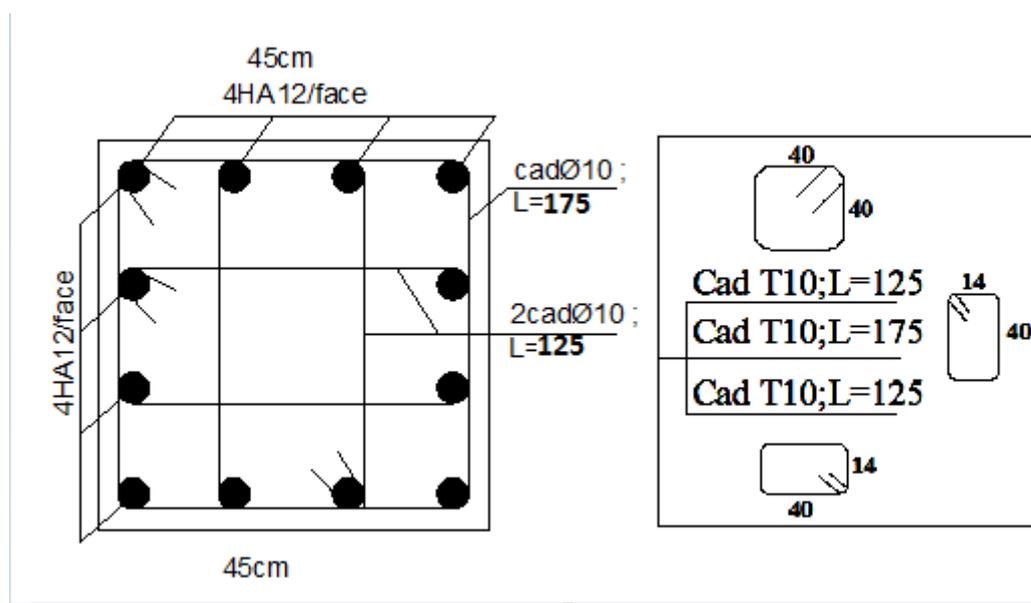


Figure4 : Schéma de ferrailage desPoteaux du 3^{eme} étage

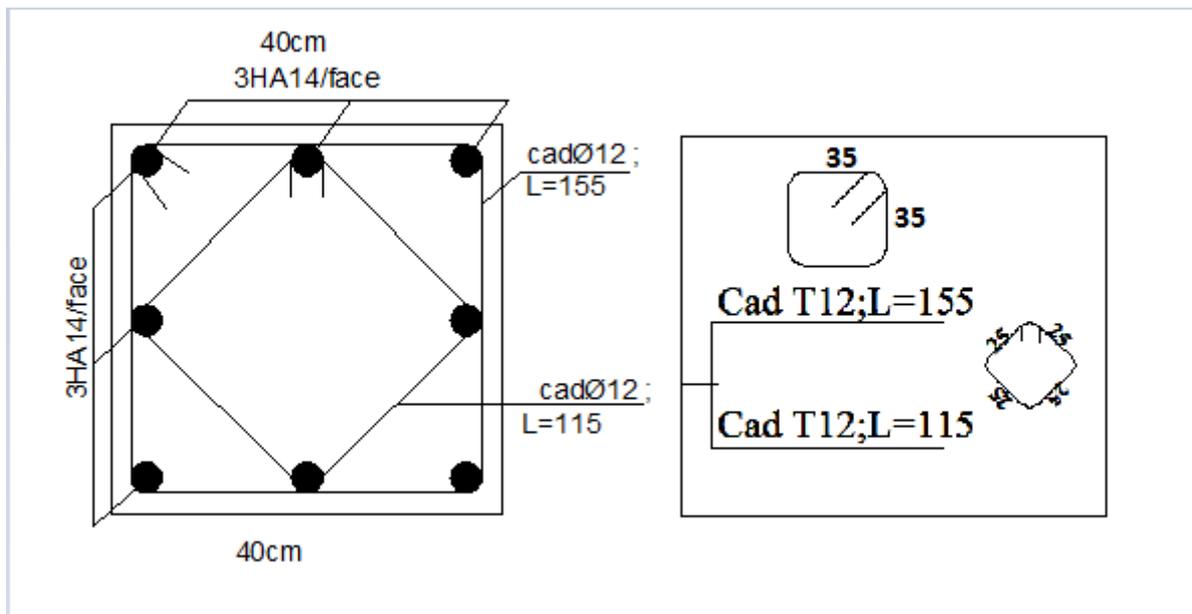


Figure5 : Schéma de ferrailage des Poteaux du 4^{eme} 5^{eme} étage

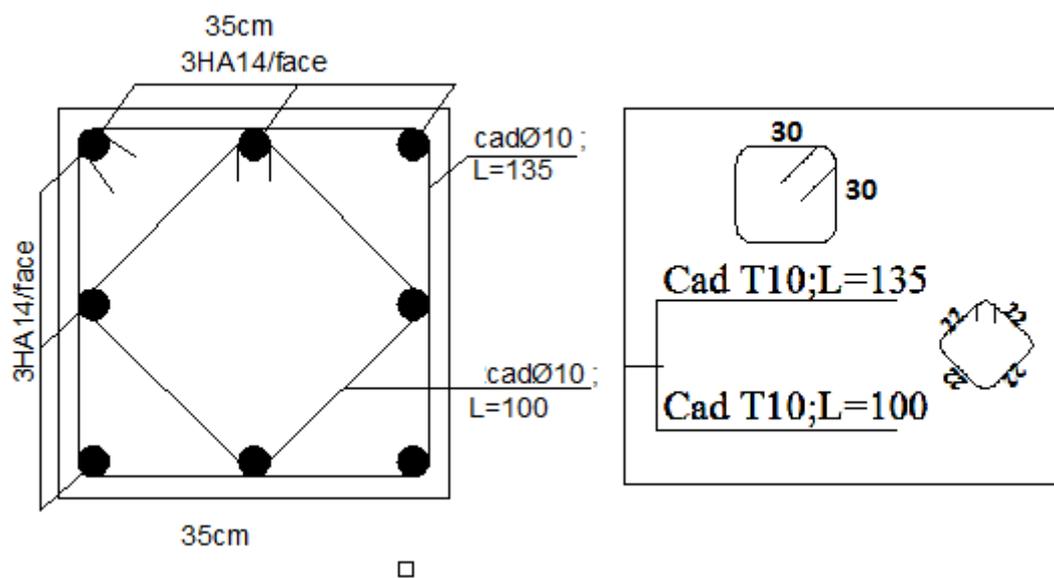


Figure6 : Schéma de ferrailage des Poteaux du 6^{eme} 7^{eme} étage

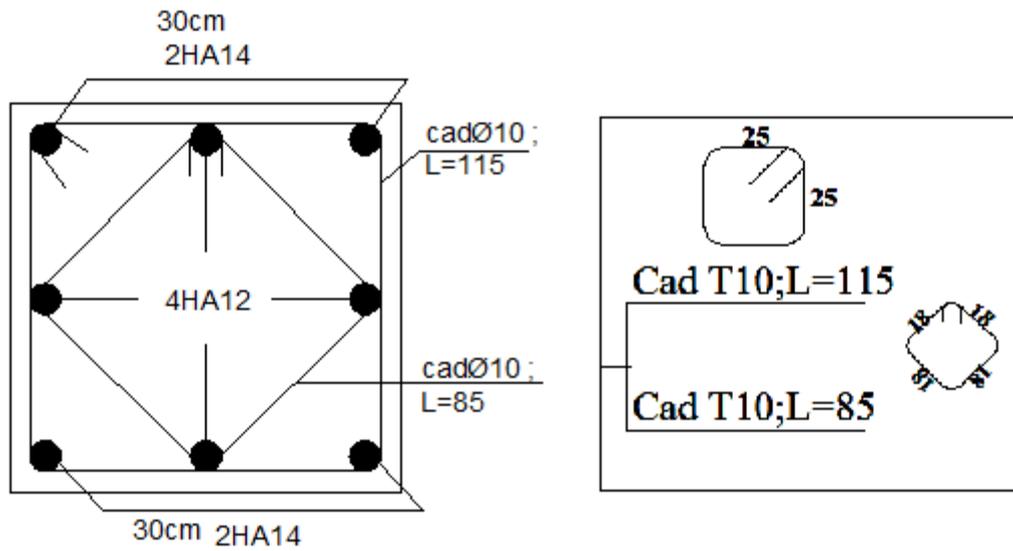


Figure 7 : Schéma de ferrailage des Poteaux de la terrasse et la toiture

Les Schémas de ferrailage de tous les poutres principales :

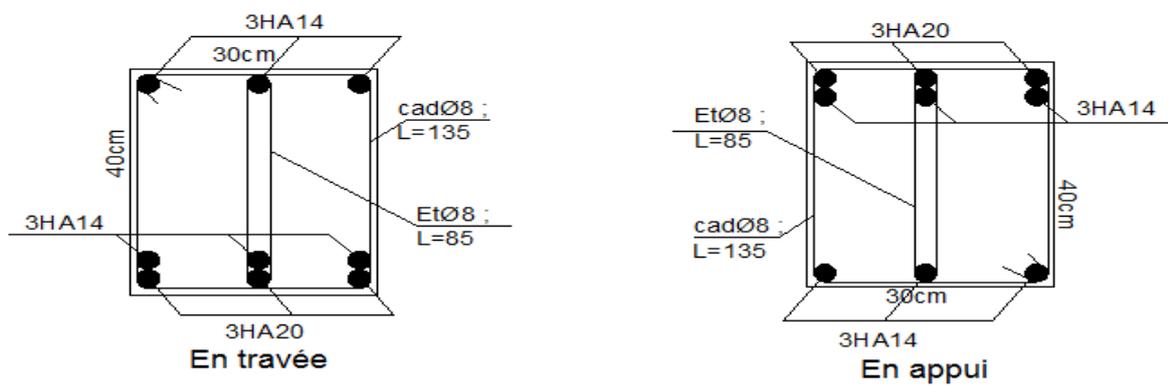


Figure 8 : Schéma de ferrailage des Poutres principales du RDC

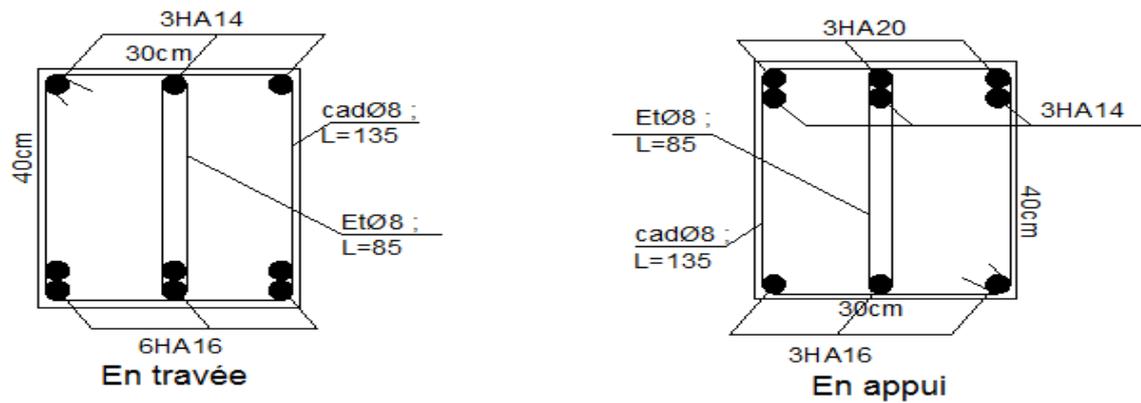


Figure 9 : Schéma de ferrailage des Poutres principales (étages courant)

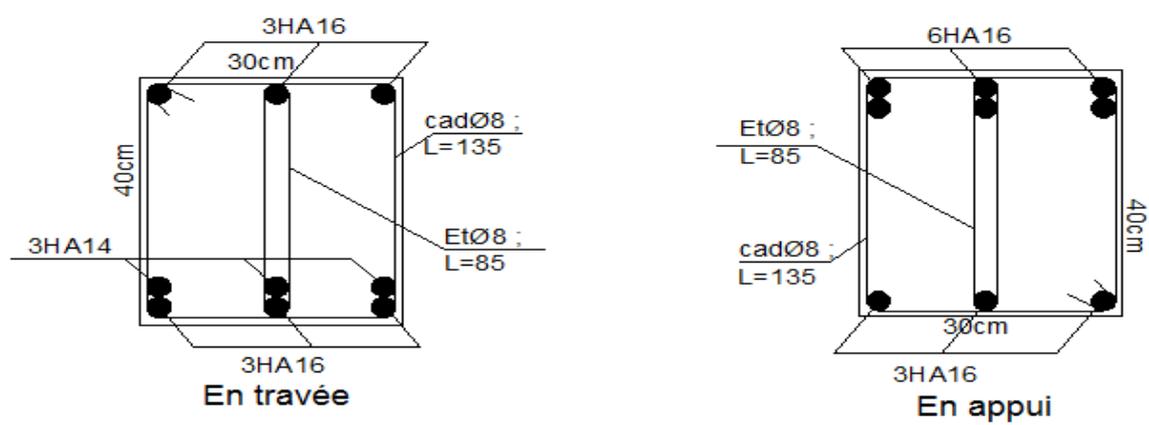


Figure 9 : Schéma de ferrailage des Poutres principales (terrasse)

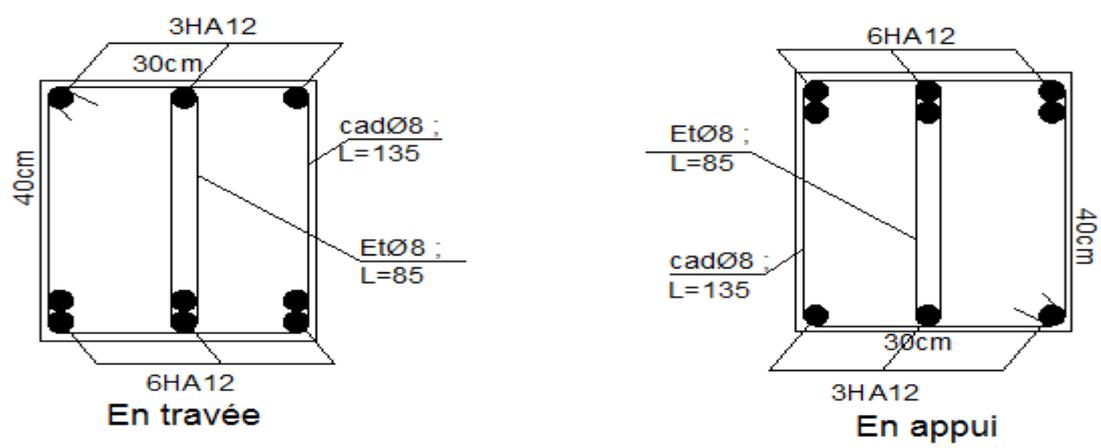


Figure 10 : Schéma de ferrailage des Poutres principales (toiture)

Les Schémas de ferrailage de tous les poutres secondaires :

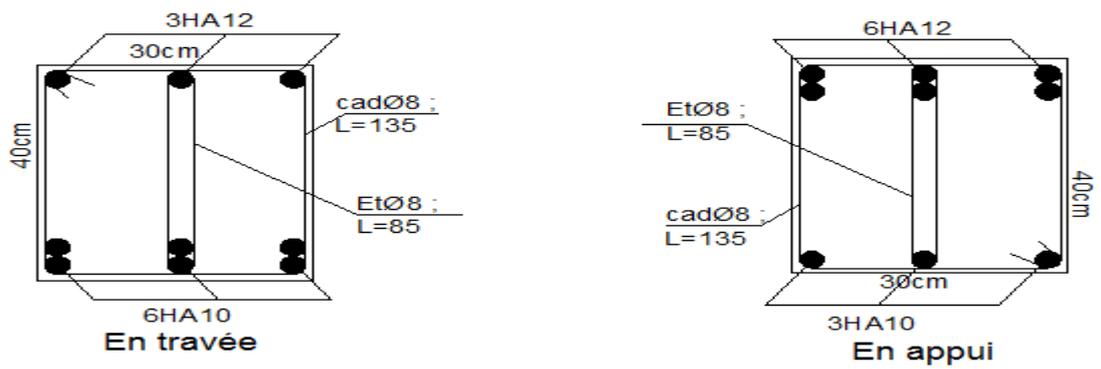


Figure 11 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires du RDC

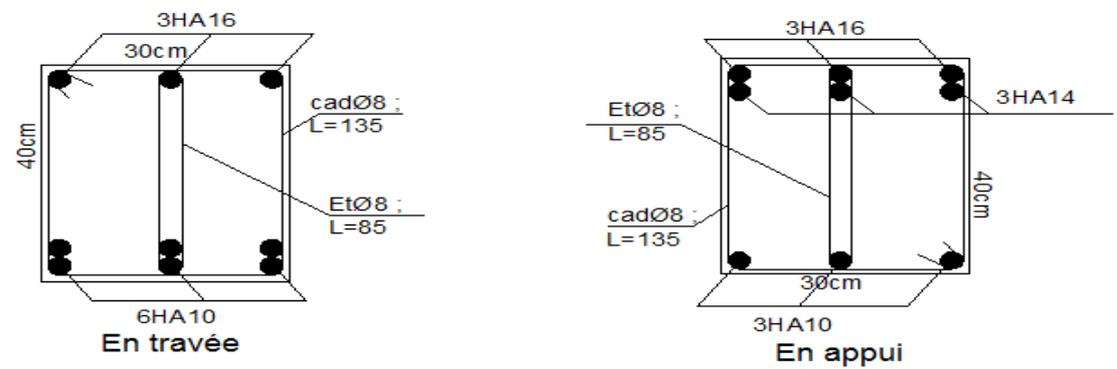


Figure 12 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires (étages courants)

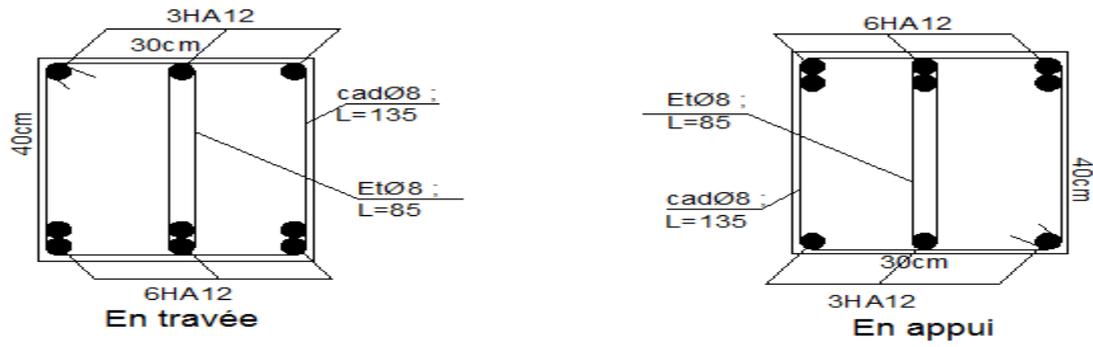


Figure 13 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires (terrasse)

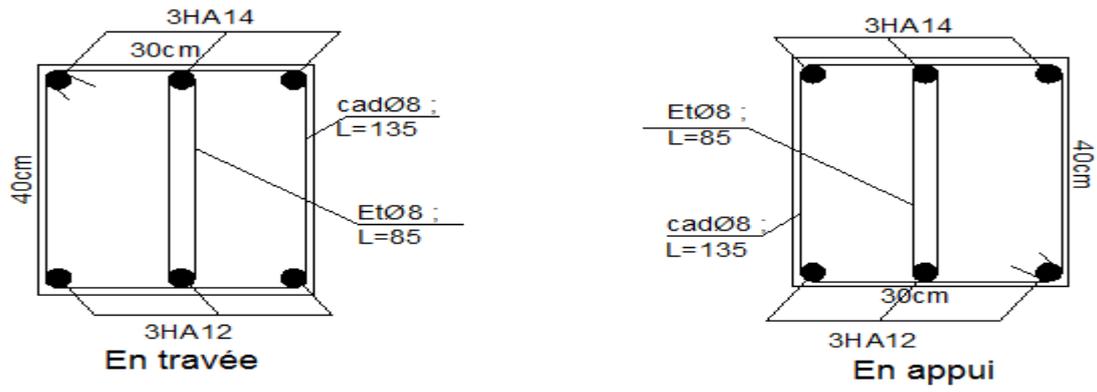


Figure 14 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires (toiture)

Tableau 5.1

β/φ	δ/φ 0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,406	0,467	0,364	0,427	0,367	0,433
+ 0,4	0,464	0,544	0,422	0,504	0,428	0,515
+ 0,6	0,510	0,603	0,468	0,566	0,476	0,580
+ 0,8	0,586	0,699	0,546	0,668	0,557	0,688
+ 1,0	0,922	-	0,879	-	0,906	-

 $\varphi = 25^\circ$

Tableau 5.2

β/φ	δ/φ 0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,333	0,398	0,300	0,366	0,308	0,378
+ 0,4	0,386	0,470	0,352	0,440	0,363	0,458
+ 0,6	0,428	0,528	0,395	0,499	0,409	0,534
+ 0,8	0,500	0,624	0,469	0,602	0,488	0,634
+ 1,0	0,850	-	0,822	-	0,866	-

 $\varphi = 30^\circ$

Tableau 5.3

β/φ	δ/φ 0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,271	0,336	0,247	0,314	0,260	0,333
+ 0,4	0,316	0,403	0,291	0,383	0,309	0,409
+ 0,6	0,353	0,456	0,329	0,439	0,349	0,472
+ 0,8	0,419	0,548	0,397	0,538	0,423	0,583
+ 1,0	0,767	-	0,756	-	0,819	-

 $\varphi = 35^\circ$

Tableau 5.4

β/φ	δ/φ 0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,218	0,282	0,202	0,269	0,219	0,295
+ 0,4	0,254	0,341	0,239	0,331	0,261	0,366
+ 0,6	0,286	0,388	0,271	0,382	0,297	0,425
+ 0,8	0,342	0,472	0,330	0,475	0,364	0,533
+ 1,0	0,676	-	0,683	-	0,766	-

 $\varphi = 40^\circ$

Rapport de Sol

V- CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

- ✓ En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique ;
- ✓ En se basant sur la formule des Hollandais pour le Calcul de Q_d ;
- ✓ Et selon les recommandations du document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles ;

Nous vous recommandons un ancrage à partir de **2,50m** par rapport à la cote du terrain naturel pour une contrainte admissible correspondante **$Q_{adm} = 1.80$ Bars**, ou un ancrage à partir de **3.5m** par rapport à la cote du terrain naturel correspondante à une contrainte admissible **$Q_{adm} = 2.00$ Bars**.

Une compagnie d'investigation complémentaire comportant ; Deux sondages crotté et des points PDL supplémentaires, doit être programmé après le terrassement en grande masse.

Des dispositions sont toutefois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux en tête et au pied des talus ;
- Prévoir un drainage périphérique adéquat pour éviter l'accumulation et la stagnation des eaux de ruissellement à la périphérie des fondations.

Selon les recommandations du (CGS 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa), il y a donc lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul.

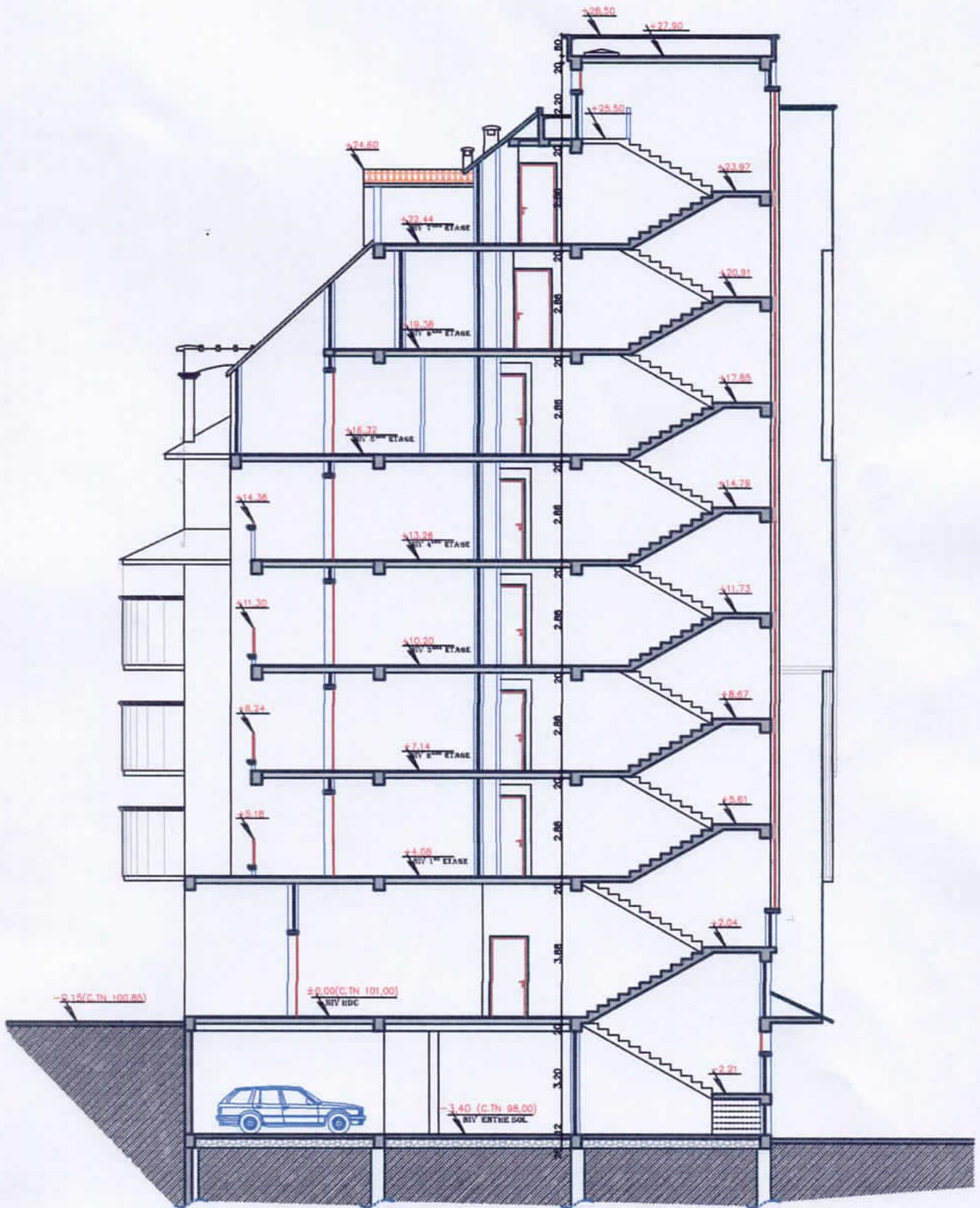
Le Responsable d'Essai

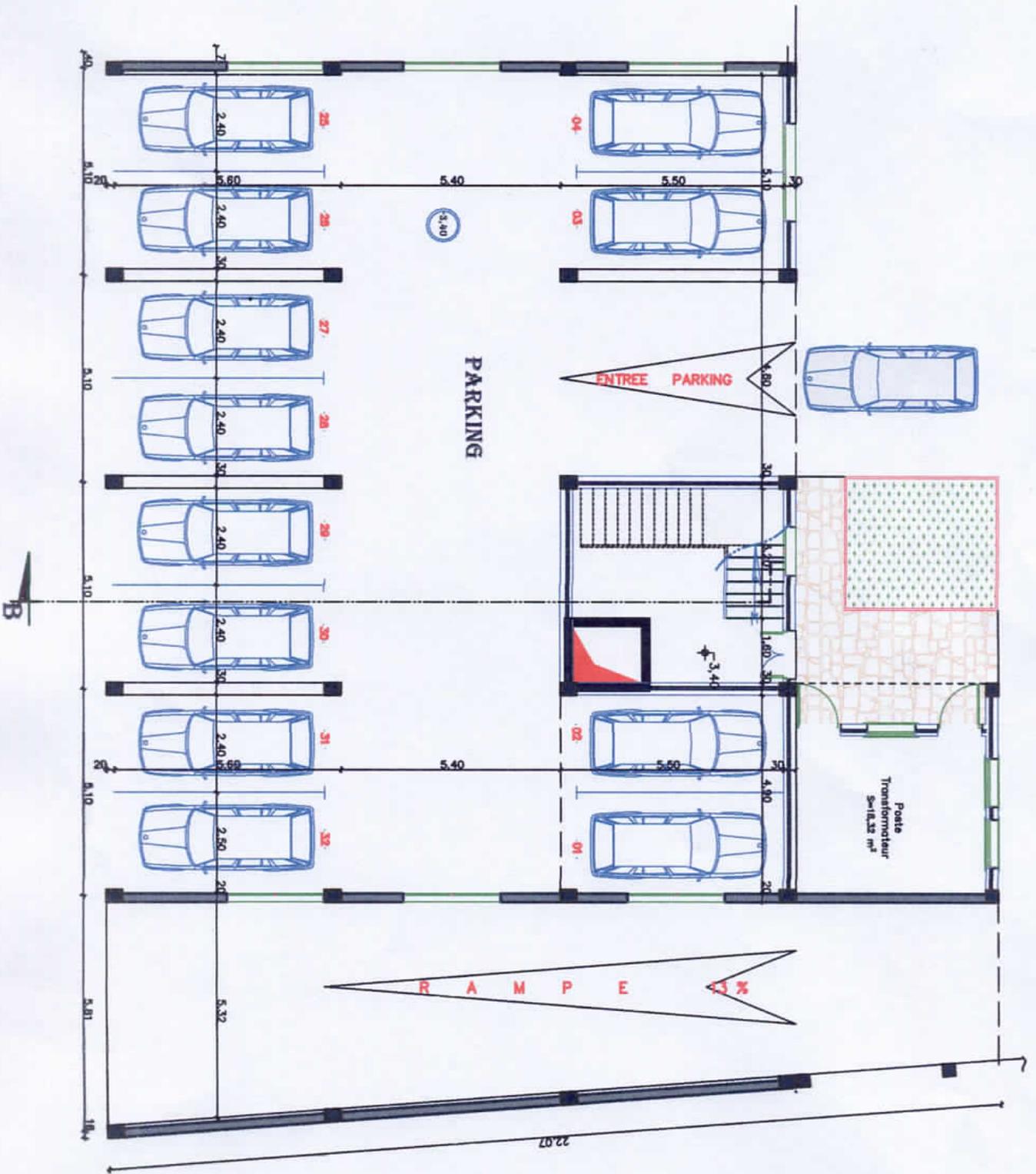


Las Plana de la structure

COUPE B-B DU BLOC 'B'

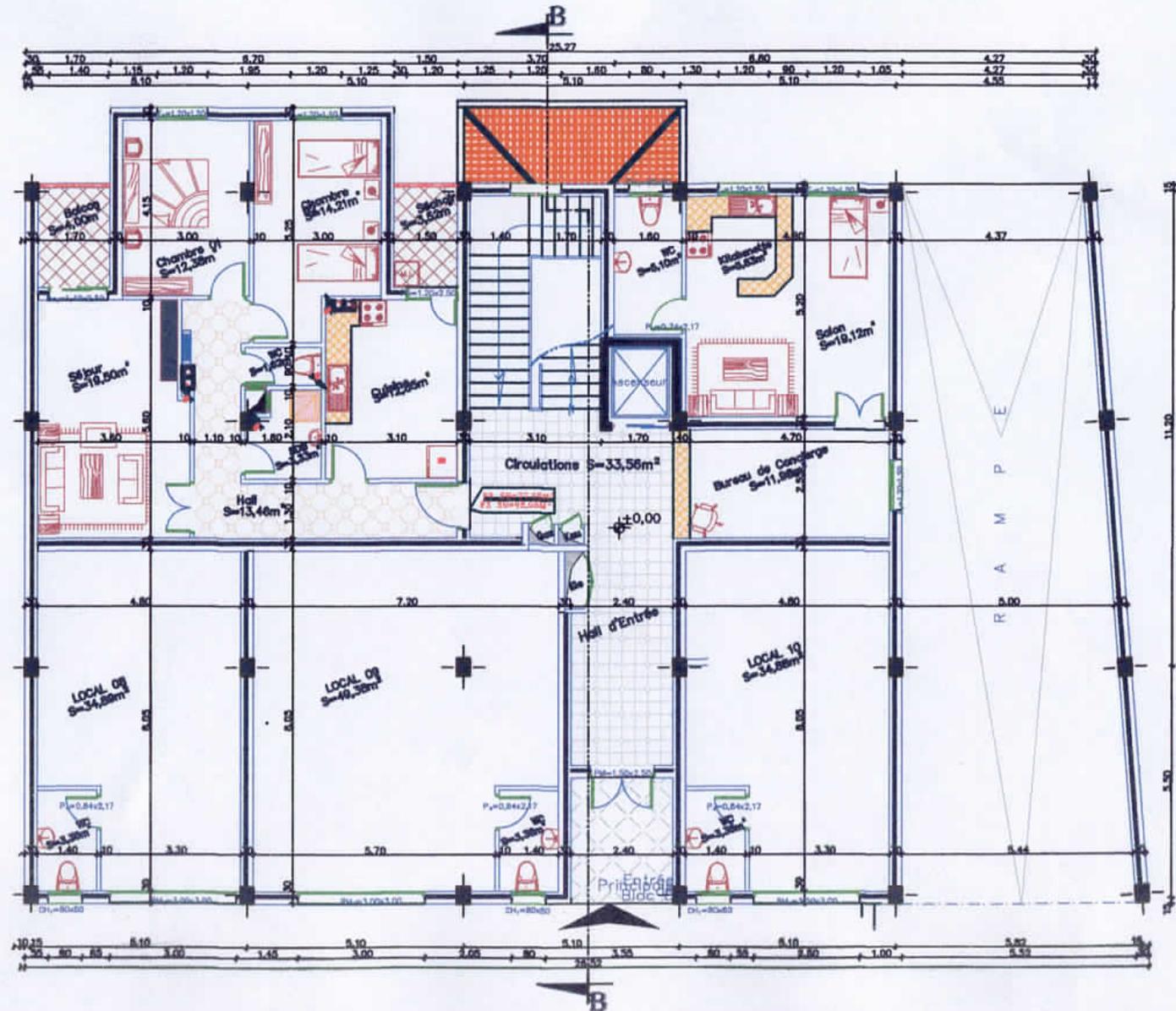
ECH: 1/100



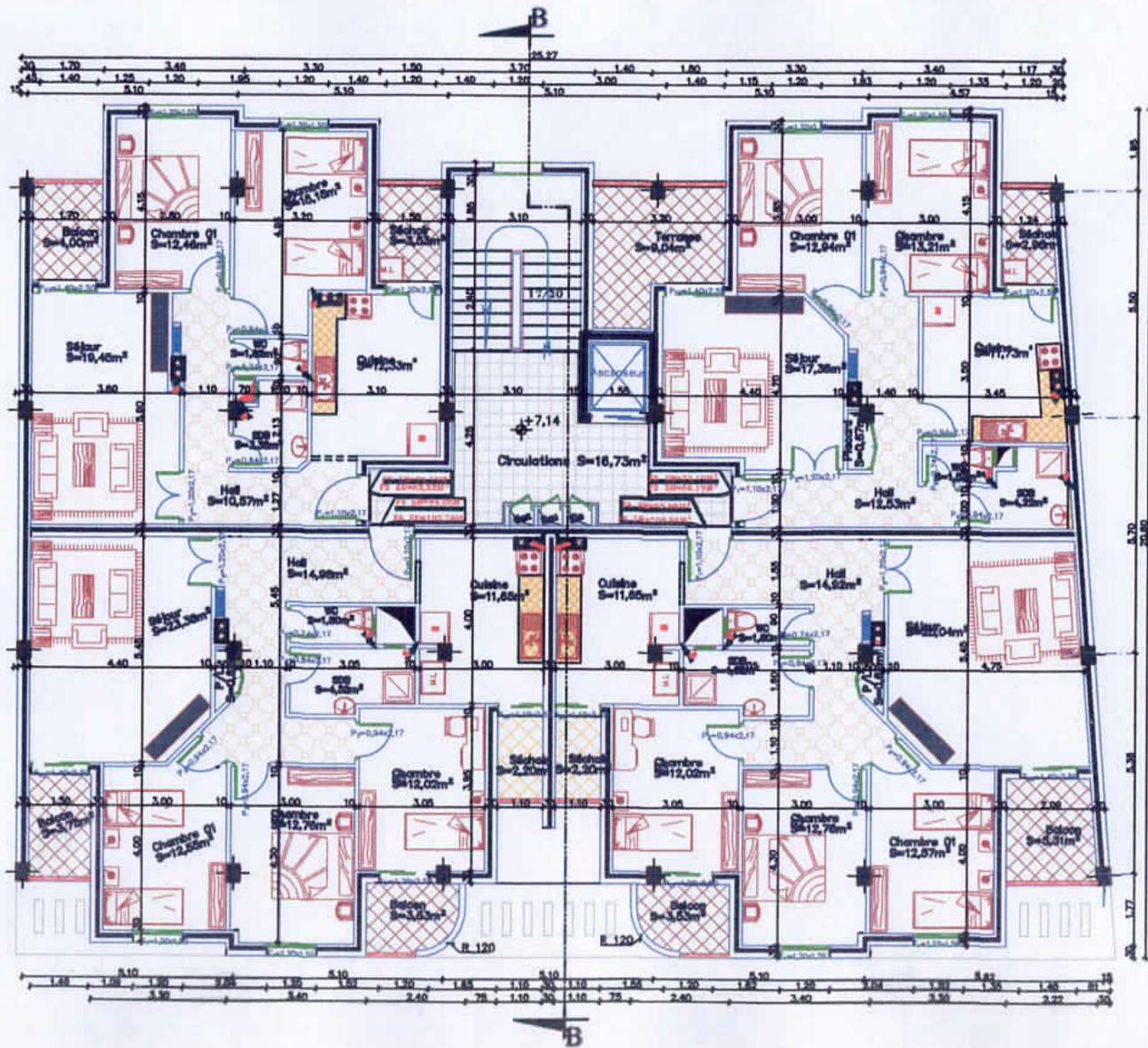


VUE EN PLAN NIV RDC ECH: 1/100

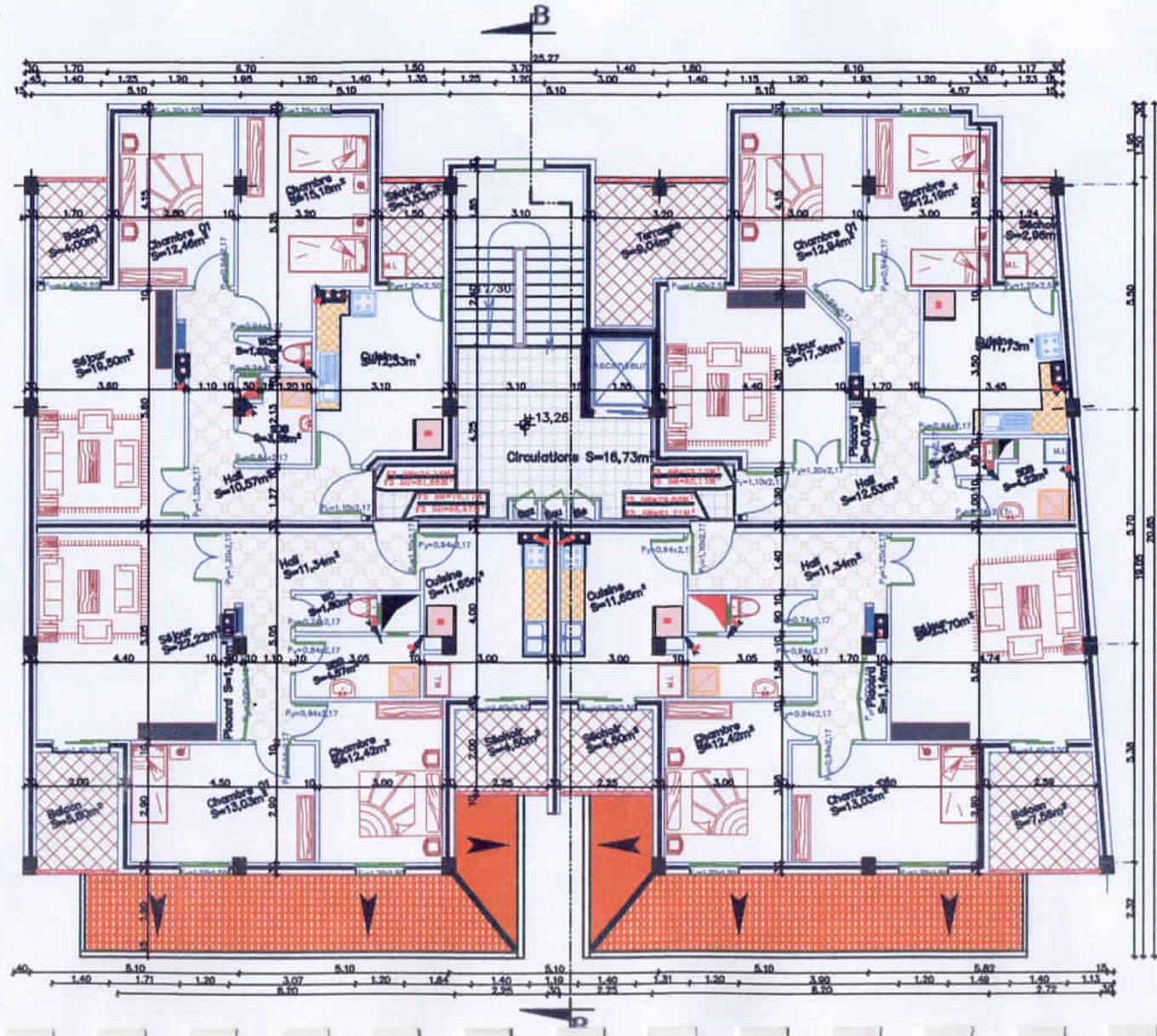
BLOC -B-



VUE EN PLAN NIV 2^{EME} ETAGE ECH:1/100
BLOC -B-

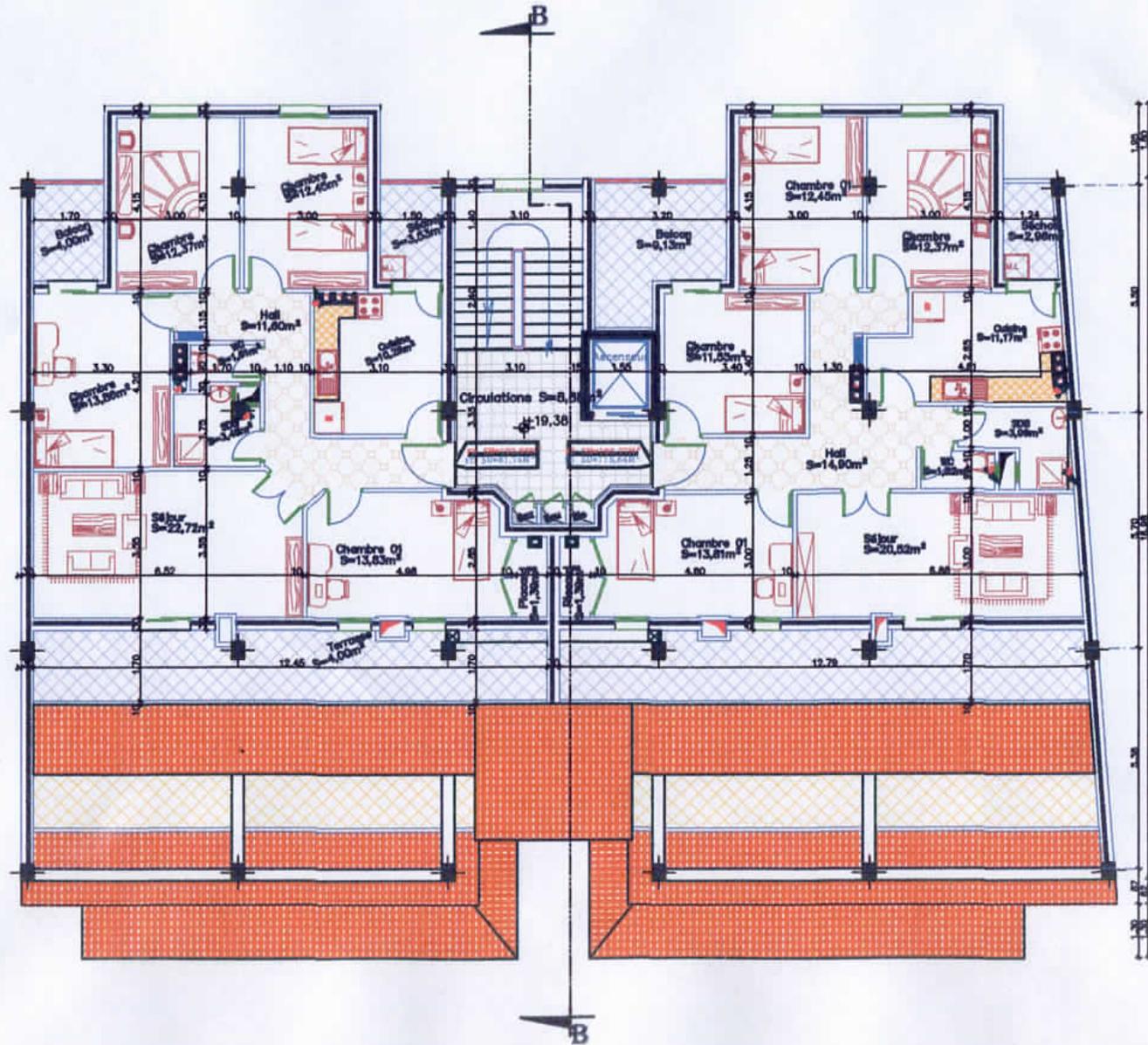


VUE EN PLAN NIV 4^{EME} ETAGE ECH:1/100
BLOC -B-

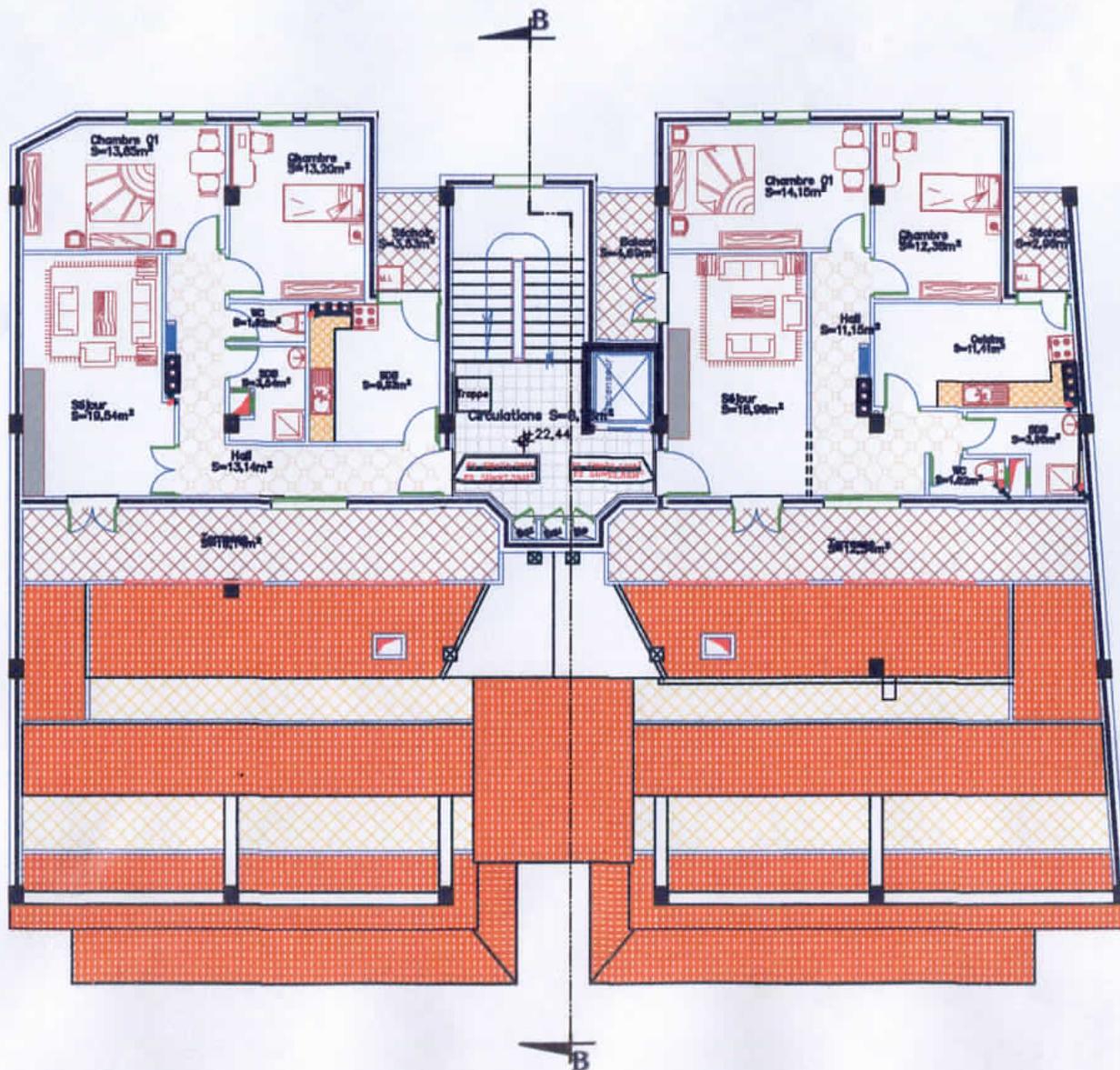


VUE EN PLAN NIV 6^{EME} ETAGE ECH:1/100

BLOC -B-

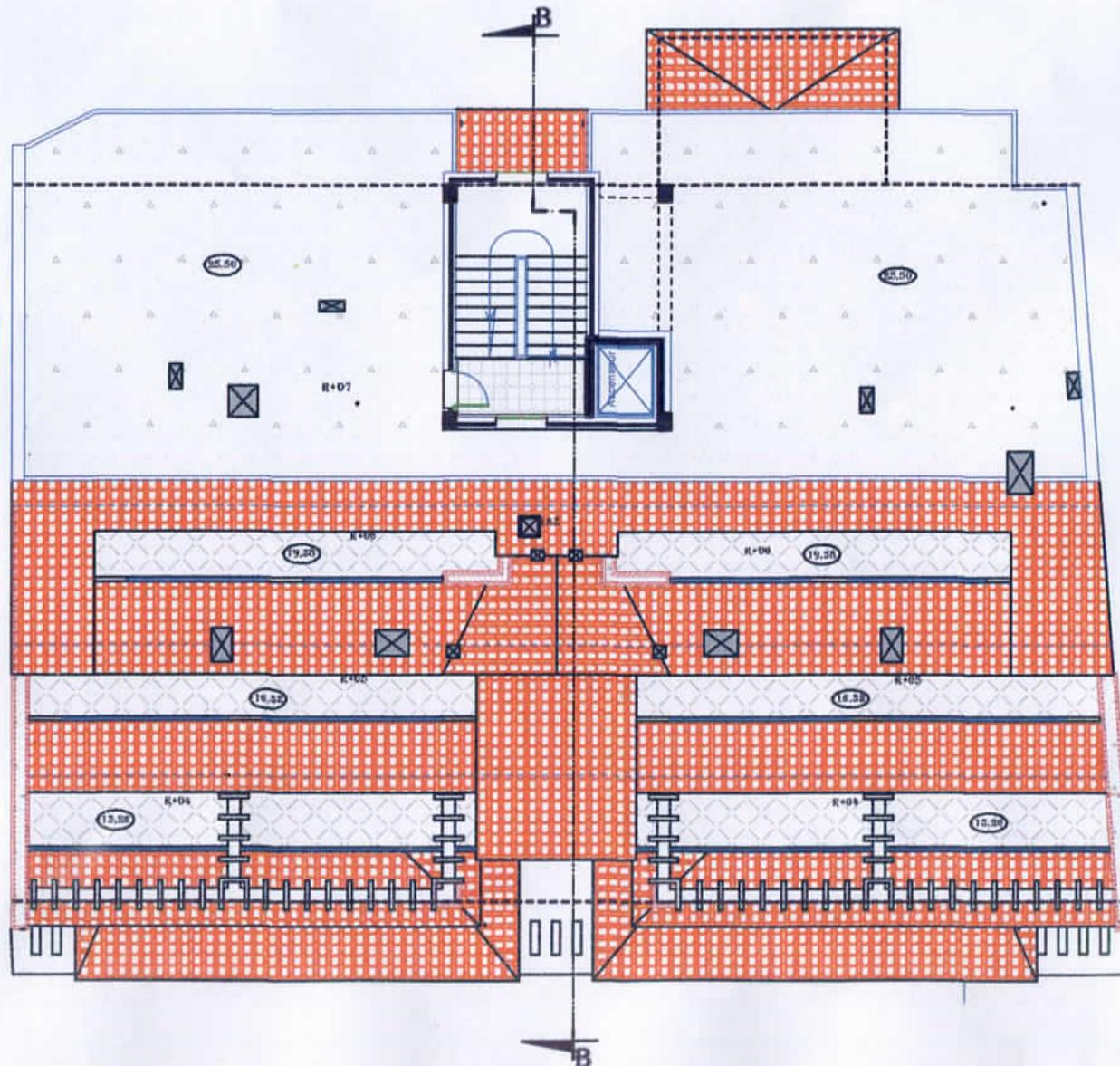


VUE EN PLAN NIV 7^{EME} ETAGE ECH:1/100
BLOC -B-

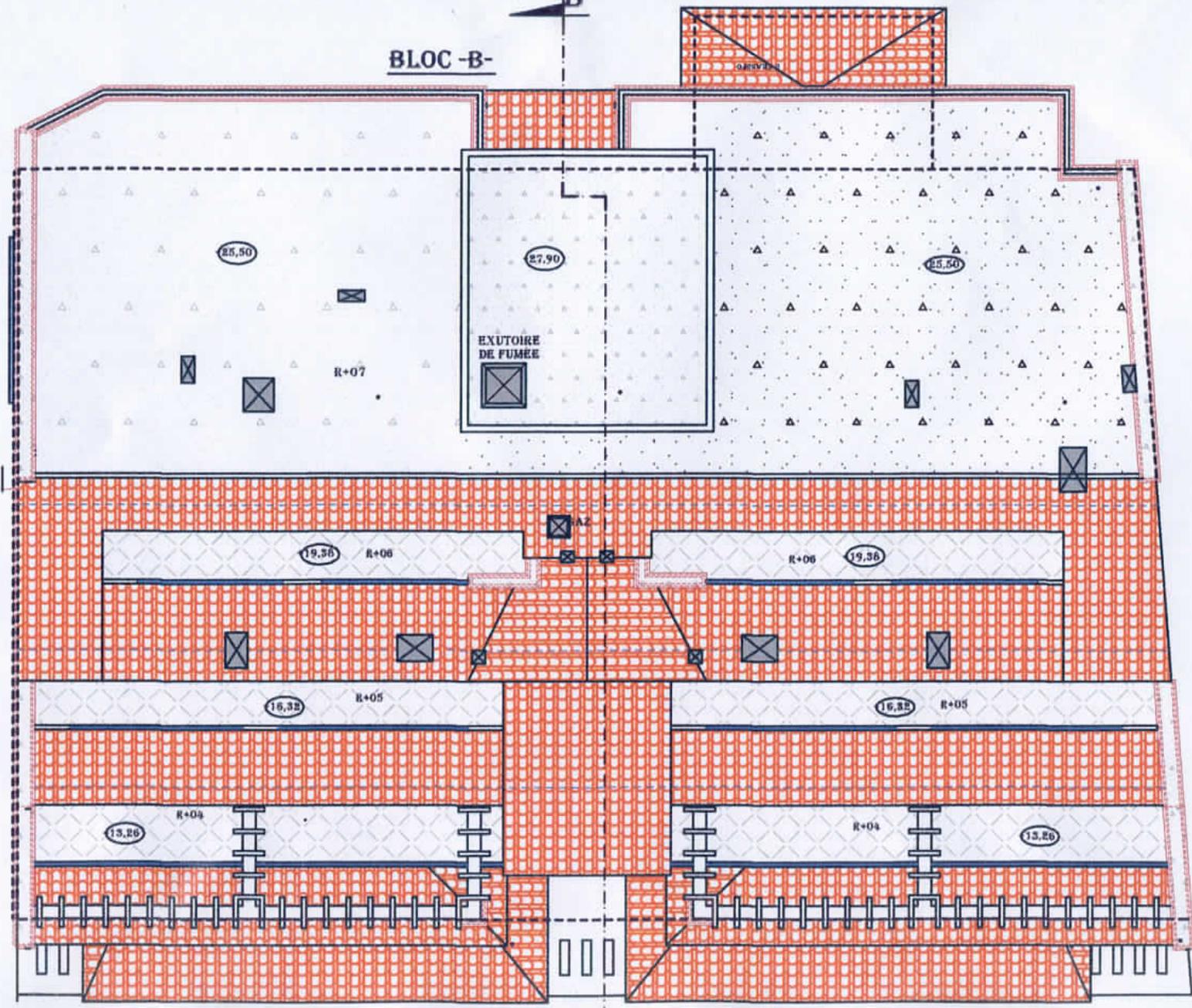


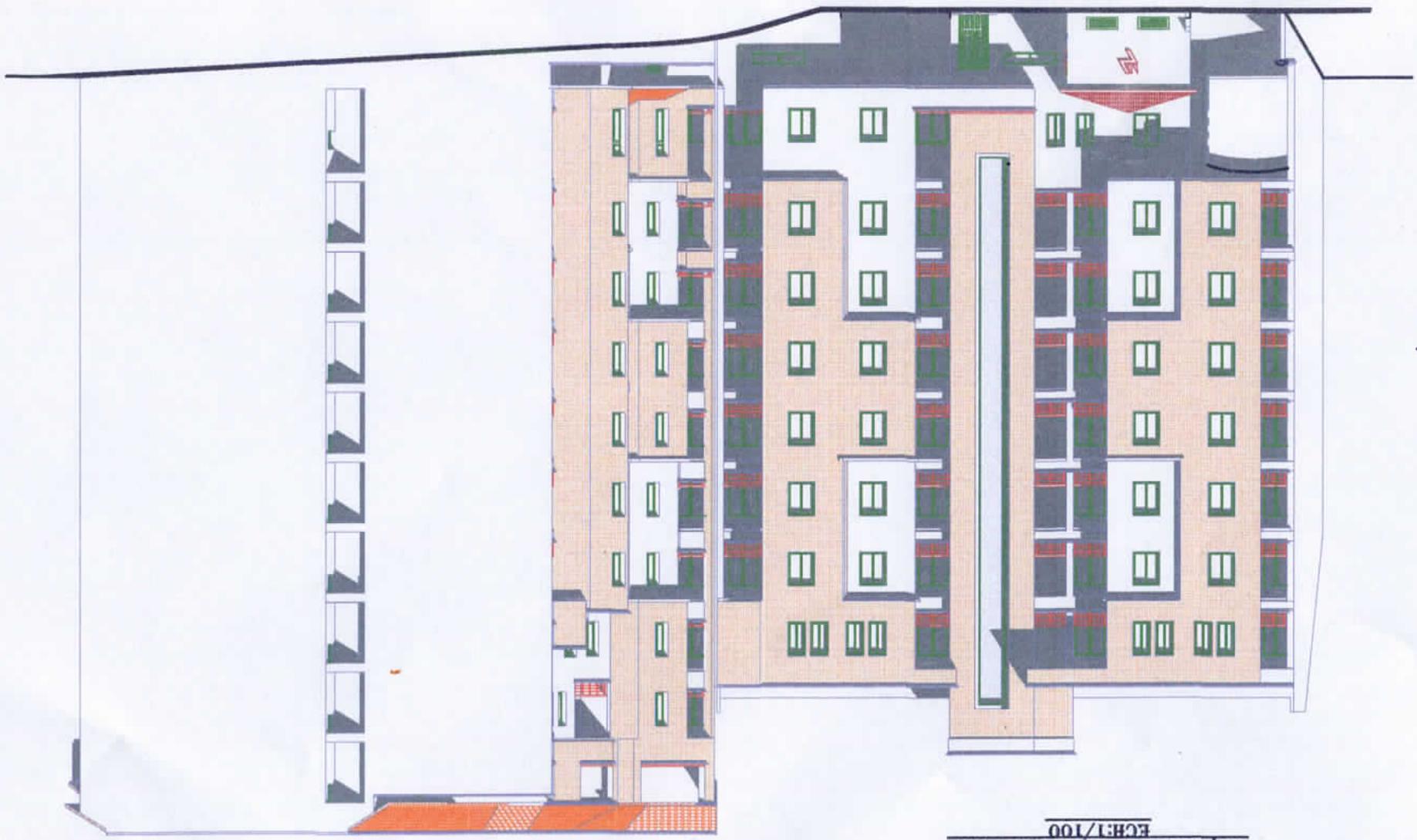
VUE EN PLAN NIV TERRASSE ECH:1/100

BLOC -B-



BLOC -B-





FAÇADE PRINCIPALE COTÉ EST
ECH:1/100

FAÇADE PRINCIPALE COTÉ OUEST
ECH:1/100



FAÇADE PRINCIPALE COTÉ SUD
ECH:1/100

