

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie

Département de génie civil

Filière: génie civil

Option: Structures



Mémoire de Fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+9+unsous-sol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
Voile – portique en béton armé.*

Réaliser par :

BENMEZIANE YASMINA

BENAMIROUCHE OUERDIA

Encadré par :

M^d : BOUICHE

Devant le jury composé :

M^d : SOUIDI FATIHA

M^d : ARZKI SAMIA

Année universitaire:2020 / 2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice Madame Bouiche. Pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Wardia et yassmina

Dédicaces

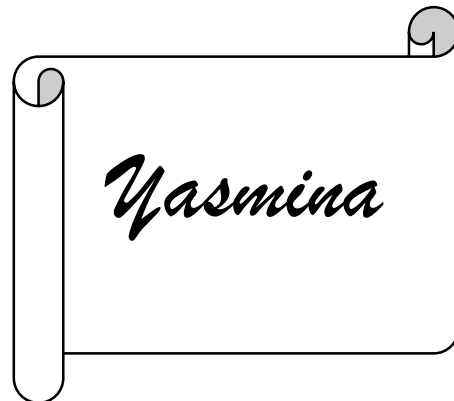
Je dédie ce modeste travail :

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 soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mes très chères sœurs.

A mon très cher frère.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.



Dédicaces

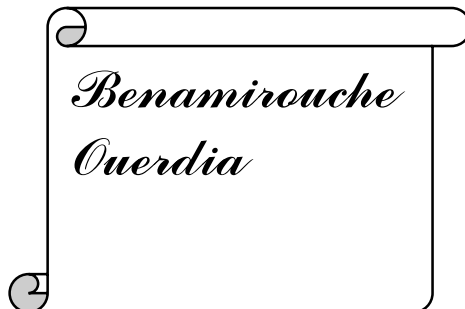
Je dédie ce modeste travail :

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 soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A ma chère regrettée grand-mère, j'ai tant aimé l'avoir à mes côtés pour me partager ma joie et faire sa fierté

A mon mari qui a su m'encourager tout au long de cette dure épreuve et sa généreuse attribution.

A ma sœur et toute ma famille



Liste des tableaux

Tableau. I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	7
Tableau. II.1 : Pré dimensionnement de différentes poutres.....	13
Tableau. II.2 : Le pré dimensionnement des voiles	14
Tableau. II.3 : Charges et surcharges de l'acrotère.....	16
Tableau. II.4 : Évaluation des charges de la terrasse inaccessible	17
Tableau. II.5 : Évaluation des charges du plancher étage courant.....	17
Tableau. II.6 : Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	17
Tableau. II.7 : Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	18
Tableau. II.8 : Evaluation des charges du palier.....	18
Tableau. II.9 : Evaluation des charges de la volée	18
Tableau. II.10 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs	19
Tableau. II.11 : Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.....	19
Tableau. II.12 : Résumé de la descente de charge pour poteau C15.....	22
Tableau. II.13 : Vérification des poteaux à la compression simple	23
Tableau. II.14 : Vérification de la stabilité de forme.....	25
Tableau. III.1 : Les Types de poutrelles	30
Tableau. III.2 : Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles	30
Tableau. III.3 : Combinaisons d'action.....	31
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	34
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	35
Tableau. III.6 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	35
Tableau. III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	35
Tableau. III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse	

<i>inaccessible (type 4).....</i>	35
Tableau. III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4)	35
Tableau. III.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de l'étage courant (type 1).....	36
Tableau. III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1) ..	36
Tableau. III.12 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2) ..	36
Tableau. III.13 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2) ..	36
Tableau. III.14 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3)	36
Tableau. III.15 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	36
Tableau. III.16 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4) ..	37
Tableau. III.17 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4) ..	37
Tableau. III.18 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5) ..	37
Tableau. III.19 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5)	37
Tableau. III.20 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 6)	37
Tableau. III.21 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 6)	37
Tableau. III.22 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type7) ...	38
Tableau. III.23 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 8)	38
Tableau III.24 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse	
<i>accessible (type 6)</i>	38
Tableau. III.25 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse	
<i>accessible (type 3)</i>	38
Tableau. III.26 Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	47
Tableau. III.27 Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.....	47
Tableau III.28 Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible.....	48
Tableau III.29 Le ferrailage des différentes poutrelles	48
Tableau III.30. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	49
Tableau III.31. Résultats de ferrailage du 2^{eme} type de dalle	55
Tableau III.32. Tableau de ferrailage d'escalier.....	58
Tableau III.33. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	59

Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	59
Tableau.III.35. Tableau de ferrailage de l'escalier (partie 2)	60
Tableau III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	61
Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	61
Tableau III.38 . Ferrailage de la poutre palier	63
Tableau.III.39 . Vérification des états limites de compression du béton	64
Tableau III .37 calcule des armatures poutre de chainage	66
Tableau III.40. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre	67
Tableau.III.41. Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie	70
Tableau III.42. Contraintes sur la dalle d'ascenseur.....	72
Tableau III.43. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	73
Tableau.III.44 Vérification des contraintes dans le béton	74
Tableau III.4 . Charge permanente revenant à l'acrotère	75
Tableau III.46: Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère	76
Tableau. IV.1 : Valeurs des pénalités.....	82
Tableau. IV.2 : Périodes et taux de participation massique	87
Tableau.IV.3 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	87
Tableau. IV.4 : Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	88
Tableau.IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	88
Tableau. IV.6 : Vérification des déplacements de niveaux.....	89
Tableau. IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	90
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	90
Tableau V.1 : Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	92
Tableau V.2 : Sollicitations dans les différents poteaux.....	93
Tableau V.3 : Armature longitudinale dans les poteaux.....	96
Tableau.V.4 : armature transversales des poteaux	97
Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	98
Tableau V.6 : Vérification des contraintes de béton au niveau des poteaux.....	99
Tableau V.7 : Vérification au cisaillement des poteaux.....	100
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux.....	101

Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables	103
Tableau V.10 : Armatures longitudinales dans les poutres.....	103
Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant.....	105
Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.....	105
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	105
Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	106
Tableau V.15 : Moments résistants dans les poutres	107
Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale.....	107
Tableau V.16 : Schéma de ferrailage des poutres étage courant.....	108
Tableau V.17 : Schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible	109
Tableau V.18 : Les sollicitations max pour le voile Vx_1.....	112
Tableau V.19: Sollicitations et ferrailage du voile Vx_1 dans tous les niveaux.....	114
Tableau V.20 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy_2 dans tous les niveaux	115
Tableau V.21 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy_3 dans tous les niveaux.....	115
Tableau VI.1 : ferrailage de radier.....	122
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS	123
Tableau VI.3 : ferrillages du radier à l'ELS.....	123
Tableau VI.4 : Chargements sur les travées sens xx (nervure 1)	124
Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)	125
Tableau VI.6 : sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x.....	125
Tableau VI.7 : sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y	125
Tableau VI.8 : sollicitation maximale sur les nervures.....	125
Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures.....	126
Tableau VI.10 : vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	127
Tableau VI.11 : ferrillages à l'ELS.....	127
Tableau VI.12 : Sections d'armatures du voile périphérique	130
Tableau VI.1 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	131

Liste des figures

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton	4
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	4
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	5
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier ELS.....	5
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations (acier)	8
Figure II.1 : Plan de disposition des poutrelles.....	9
Figure II.2 : Plancher à corps creux.	11
Figure II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.	11
Figure II.4 : Dalle sur quatre appuis.....	12
Figure II.5 : Dalle sur trois appuis.....	12
Figure II.6 : Coupe d'un voile.....	14
Figure II.7 : Schémas d'un escalier	14
Figure II.8 : Vu en plan de l'escalier.....	15
Figure II.9 : Surface afférente.....	20
Figure III.1 : Diagramme des moments pour une poutre à 2 appuis	27
Figure III.2 : Diagramme des moments pour une poutre plus de 2 appuis.....	27
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre 2 travée.	28
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre plus 2 travées.....	28
Figure III.5 . Schéma statique poutrelle type 1.....	31
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	50
Figure III.7 : schémas de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis	54
Figure III.8 : schémas de ferrailage d'une dalle sur 4 appui.....	57
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	60
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière	62
Figure III.11 : Schéma de Ferrailage poutre palier.....	64
Figure III.12 Schéma de ferrailage de la Poutre chainage	67
Figure III.13 : Schéma représentes la surface d'impact.....	68
Figure III.14 : Schéma de ferrailage dalle pleine de la locale machinerie.....	72
Figure III.15 . Ferrailage de la dalle.....	74
Figure III.16 . Coupe transversale de l'acrotère.....	75
Figure III.17 : les sollicitations de l'acrotère.....	76

Figure III.18 : Section a ferrillé.....	77
Figure III.19 : Schéma de ferrillage de l'acrotère.....	80
Figure IV.1 : Spectre de repense selon yy	84
Figure IV.2 . La disposition des voiles.....	85
Figure IV.3 : Mode 1 (translation suivant l'axe U)	85
Figure IV.4 : Mode 2 (translation suivant l'axe V).....	86
Figure IV.5 : Mode 3 (rotation autour de l'axe Z).....	86
Figure V.1 : La zone nodale	92
Figure .2 : Armature transversale dans la zone nodale	102
Figure V.3 : Les moments dans la zone nodale	106
Figure V.4 : Schémas de ferrillage de voile Vy3.....	116
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	118
Figure VI.2 : Schémas de ferrillage du radier	123
Figure VI.3 : Coupe d'une nervure	126
Figure VI.4 : Schéma de ferrillage des nervures selon les deux sens	128
Figure VI.5 : Schémas poussée des terres sur les voiles périphériques	129
Figure VI.6 : Diagramme de contraintes	129
Figure VI.7 : Schéma de ferrillage voile périphérique	132

Symboles et notations

Symboles	Notations
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale.
<i>A</i>	Coefficient d'accélération de zone.
<i>a</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>B</i>	Aire d'une section de béton
<i>Br</i>	Section réduite
<i>b</i>	La largeur en générale.
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime.
<i>ELS</i>	Etat limite de service.
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier.
<i>fc28</i>	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur.
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hdc</i>	Hauteur de la dalle de compression

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage.
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>r</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>CT</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>Q</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

<i>I.1. Introduction générale</i>	1
<i>I.2. Présentation de l'ouvrage</i>	2
<i>I.3. Discription structurale</i>	3
<i>I.4. Règlements et normes utilisés</i>	3
<i>I.5. Les caractéristiques des matériaux</i>	4
<i>I.6. Action et sollicitation</i>	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<i>II.1. Dispositions des poutrelles</i>	11
<i>II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire</i>	11
<i>II.3. les plancher</i>	13
<i>II.4. les poutre</i>	14
<i>II.5. Les voiles</i>	14
<i>II.6. les escaliers</i>	15
<i>II.7. L'acrotère</i>	17
<i>II.8. Evaluations de charges</i>	18
<i>II.9 Les poteaux</i>	20
<i>II.10. Descente de charge</i>	21

III. Etude des éléments secondaires

<i>III.1. Introduction</i>	27
<i>III.2. Calcul des plancher</i>	27
<i>III.3. Etude des poutrelles</i>	27
<i>III.4. Etude des dalles pleines</i>	52
<i>III.5. Etude des escaliers</i>	58

<i>III.6. Etude de la poutre palière</i>	64
<i>III.7. Etude de la poutre chaînage</i>	67
<i>III.8. Etude de l'ascenseur</i>	69
<i>III.9. Etude de l'acrotère</i>	77

IV. Etude dynamique

<i>IV.1. Introduction.</i>	83
<i>IV.2. Méthode de calculs</i>	85
<i>IV.3. Les vérifications exigent par le RPA 99/2003</i>	88
<i>IV.4. Conclusion</i>	92

V. Etude des éléments structuraux

<i>V.1.Introduction</i>	93
<i>V.2.Etude des poteaux</i>	94
<i>V.3. Etude des poutres</i>	103
<i>V.4.Etude des voiles</i>	111
<i>V.5.Conclusion</i>	118

VI. Etude infrastructure

<i>VI.1. Introduction</i>	119
<i>VI.2. Etude des fondations</i>	119
<i>VI.3. Pre dimensionnement d'un radier</i>	121
<i>VI.4. Ferrailage d'un radier général</i>	124
<i>VI.5. Etude des nervures</i>	125
<i>VI.6. Etude des voiles périphériques</i>	130
<i>VI.7. Conclusion</i>	134

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que la résistance, l'économie et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et leur apparition est aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+9+s-sol) à usage d'habitation, Il est contreventé par un système (voiles portiques), il est situé en zone IIa et il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement

Quelle sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?

Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique en optimisant la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre Cinq. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I

I. Introduction:

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

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

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment (R+9+un sous-sol) à usage d'habitation. Ce projet est implanté à Akbou, dans la wilaya de Bejaïa qui est classée par les règles parasismique algériennes (RPA99/VERSIN 2003) comme une zone de moyenne sismicité IIa.

I.2. Caractéristiques de la structure :

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Longueur en plan..... $L_x=26,60\text{m}$
 Largeur en plan..... $L_y=17,05\text{m}$
 La hauteur du RDC..... $L_y=2,89\text{m}$
 La hauteur du sous-sol $h_s \text{ sol}= 3.23\text{m}$
 La hauteur des étages courants $h_{ec}=2.89 \text{ m}$
 La hauteur totale $H_t= 32,73 \text{ m}$



I.2.2. Données du site :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B du la RPA/99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est un sol meuble
- ❖ La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : $D = 6\text{m}$

I.2.3 Système de contreventement :

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

En se basant sur l'article (3-4-A-1.a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone II, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre

au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. Description structurale :

▪ **Les planchers :** Ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

▪ **Les poutres :** sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

▪ **Les poteaux :** sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

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

▪ La maçonnerie :

➤ les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

➤ Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

▪ **Balcon :** les balcons seront réalisés en dalle pleine.

▪ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.

L'infrastructure : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✓ Limiter les tassements.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol

I.4. Réglementation et normes utilisées :

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 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.5.1. Béton :

I.5.1.1. Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ces principaux constituants sont :

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel).

Les granulats

Ces sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.5.1.3 Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression (f_{cj})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA pour les éléments principaux.

Cette résistance est donnée par la relation suivante :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPA.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

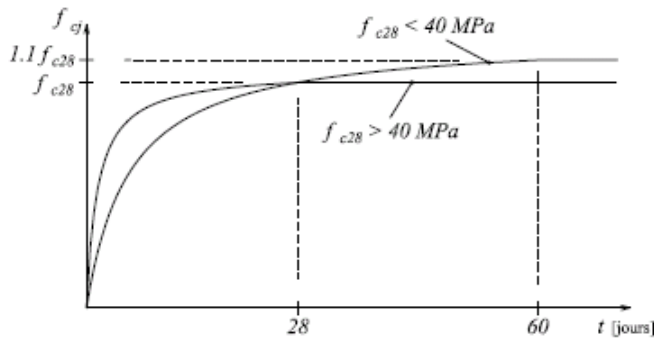


Figure I.1. : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction (f_{ij})**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

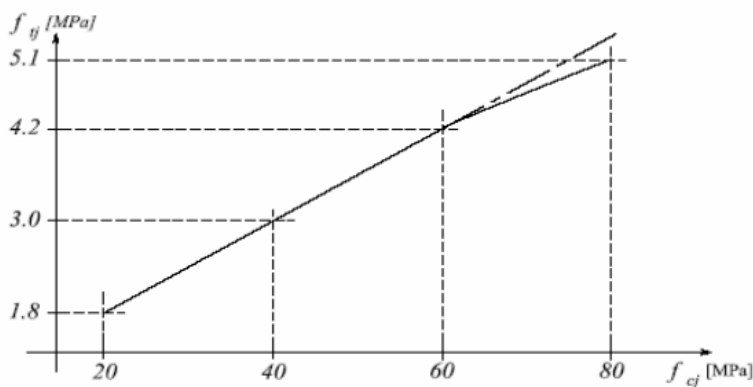


Figure. I.2. : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{ij} en fonction de f_{cj}

Pour notre cas $f_{i28} = 2.1\text{MPa}$

➤ **Valeurs de calcul à la compression**

✓ **Contrainte limite à l'ELU**

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article : A.4.3.4.1})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

✓ **Diagramme des contraintes- déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du Second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

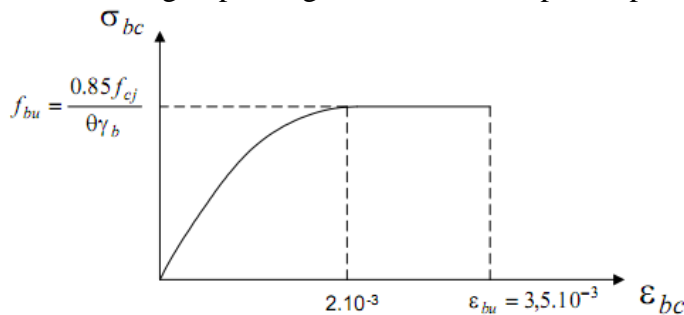


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

✓ **Contrainte limite à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

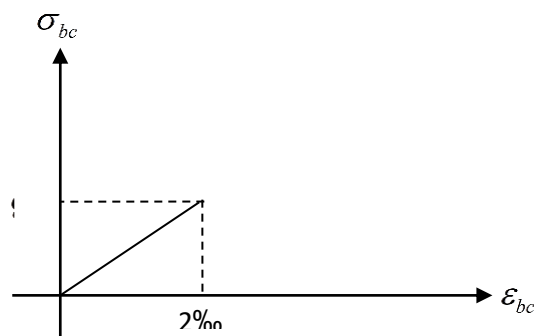


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation (droite).

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

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

A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.1)

✓ **À long terme :(module de déformation différée)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article A.2.1.2.2)

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour notre cas } f_{c28} = 25MPa \text{ donc on a :}$$

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20MPa \\ E_{v28} = 10818.86MPa \end{cases}$$

✓ **Le coefficient de Poisson :** Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale.

ν = Déformation Transversale/Déformation Longitudinale :

- A l'ELU : $\nu = 0$ (béton fissuré)
- A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). CBA93 (Art : A. 2. 1.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)** (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25Mpa$ donc :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = 3.33Mpa & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50Mpa & \text{fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

I.5.2. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ Nuances d'aciers utilisés :

- **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPA.
- **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPA.
- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL 50 ($\square > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

- TL 52 ($\square \square 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$

➤ Contraintes de calcul aux états limites

▪ Etat Limite Ultime

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\varepsilon_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPA.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$

➤ Diagramme des contraintes – déformations (acier) (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit:

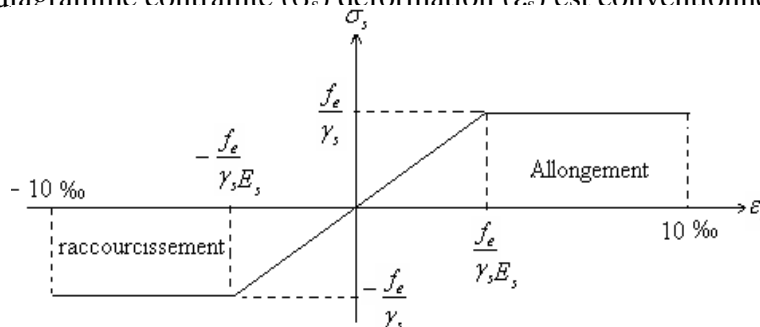


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations (acier)

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1 Définition : Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc...), on distingue trois types d'action :

Actions permanentes (G) : Des actions en générale dues ou poids propre, il convient de tenir compte de tous les éléments (revêtements, étanchéité, cloisons, poussés des terres, etc.), leur intensité est constante.

Actions variables (Q) : Des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, on distingue notamment :

- Surcharges d'exploitations.
- Charges climatiques.

Actions accidentelles (FA) : Des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement, et avec une faible durée d'application (séisme, explosion, choc...etc.).

I.6.2 Combinaisons des actions :

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définis ci-après et avec les notations suivantes :

Gmax : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

Gmin : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : Action variable dite de base.

Qi (i >1) : Action variable dite d'accompagnement.

➤ Combinaisons à considérer pour l'ELU :

✓ **Situations durable :** (vis avis des états limites de résistances et de service) :

$$1.35 * G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{0i} * Q_i \dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{q1}=1.5 \rightarrow \text{cas général.} \\ \gamma_{q1}= 1.35 \rightarrow \text{cas température ; charges routières, bâtiments agricoles à faible Densité d'occupation humaine} \end{array} \right.$

ψ_{0i} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$\left\{ \begin{array}{l} \psi_0=0.77 \rightarrow \text{vent, neige.} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article D.1.2, 3).} \\ \psi_0=0.6 \rightarrow \text{variation uniforme de la température} \end{array} \right.$

✓ **Situation accidentelle**

$$1,35G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action à considérer à l'E.L.S :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3, 3).}$$

➤ **Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 * G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 * E \rightarrow \text{pour les poteaux.} \end{cases}$$

I.6.3. Combinaison de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

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

- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

Chapitre II

II. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments de notre structure selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93 et DTR. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Disposition des poutrelles :

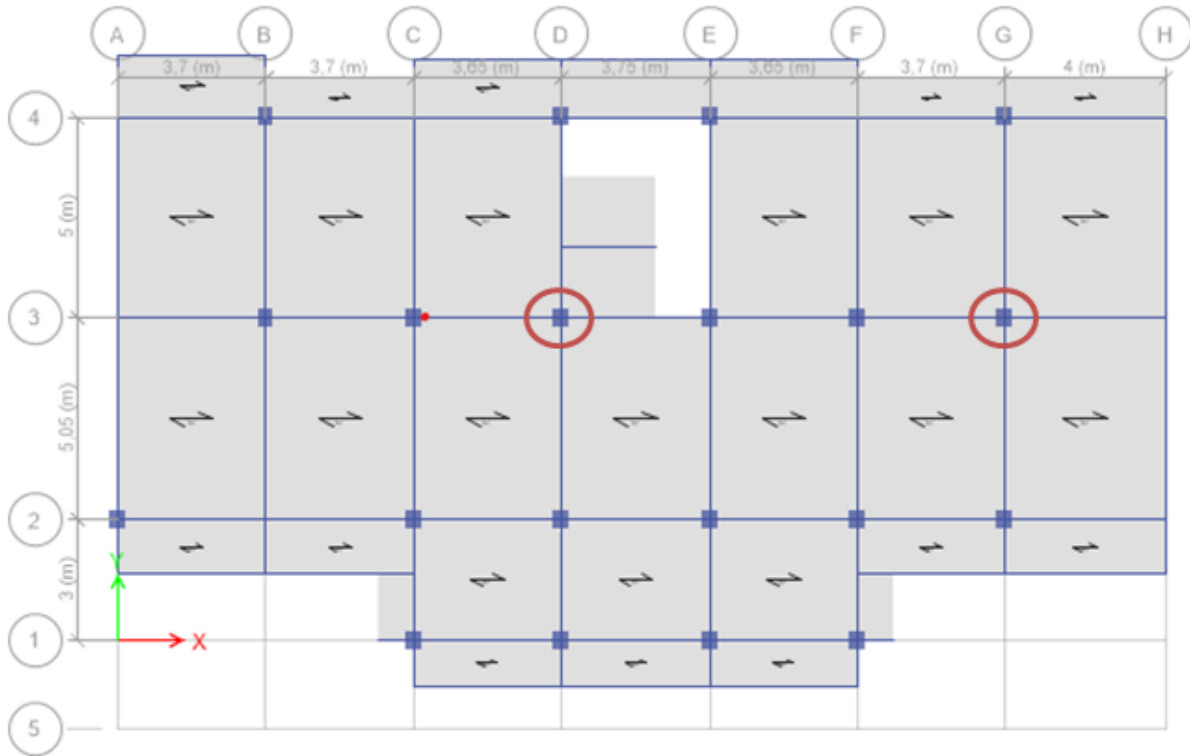


Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles

❖ **II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**

II.3. Les planchers :

Ce sont des surfaces planes limitant les étages, et supportant les revêtements des sols.

Il existe Plusieurs types de plancher en béton armé, dans notre structure on a utilisé :

- plancher à corps creux
- plancher à dalle pleine

II.3.1. Planchers à corps creux

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots(\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

$$h_t = \frac{400-30}{22,5} = 16,44\text{cm} \text{ soit } h_t=20\text{cm} \text{ Avec : } L_{\max}= 400-30 = 370 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$

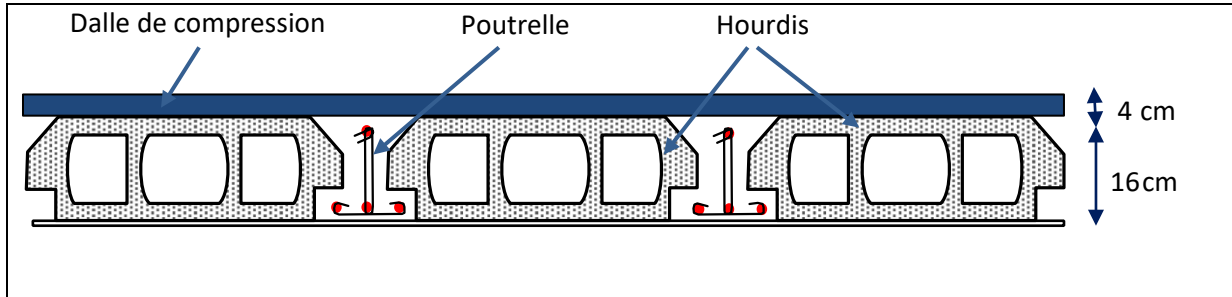


Figure II.2. Planche à corps creux

❖ Les poutrelles

Sont calculées comme des sections en T, solidaires avec la dalle de compression la largeur de la table de compression à prendre est définie par :

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

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$$

$$b_0 = (0,8 \text{ à } 1,2\text{cm}) \leftrightarrow \text{Soit } b_0 = 10\text{cm}$$

$$l_0 = 65\text{cm.}$$

$$h_0 = 4\text{cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression.}$$

$$h_t = 20\text{cm} \text{ hauteur totale de la poutrelle}$$

Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles

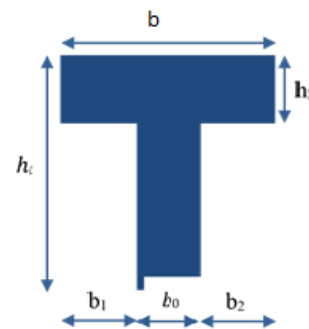
l_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$l_x = l_0 - b_0 \leftrightarrow L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$l_y = 400 - 30 = 370\text{cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} (27,5 ; 37)$$

Ce qui donne $b=55\text{cm}$



II.3.2. Les planches en dalle pleines

Ce sont des aires planes, généralement de toutes les formes en béton armé,

Leurs épaisseurs dépendant de deux critères :

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe-feu
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

Avec : e = épaisseur de la dalle

- **résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{lx}{20}$.

Pour les dalles sur deux appuis avec $\rho \leq 0.4 \rightarrow \frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$

Pour une dalle sur trois ou quatre appuis $\rho \geq 0.4 \rightarrow \frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

Avec $\rho = \frac{lx}{ly}$

Types de la dalle pleine :

Dallesur quatre appuis :

$L_x = 1,3m ; L_y = 1,7m$

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{1,3}{1,7} = 0,76$$

$$\rho \geq 0.4$$

$$\frac{lx}{50} < e < \frac{lx}{40}$$

$$2,6cm \leq e \leq 3,25cm$$

On prend $e = 12cm$.

Dallesur trois appuis :

$L_x = 0,8 m ; L_y = 1,5m$

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{0,8}{1,5} = 0,53$$

$$\rho \geq 0.4$$

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$$

$$1,6cm \leq e \leq 2cm$$

On prend $e = 12cm$

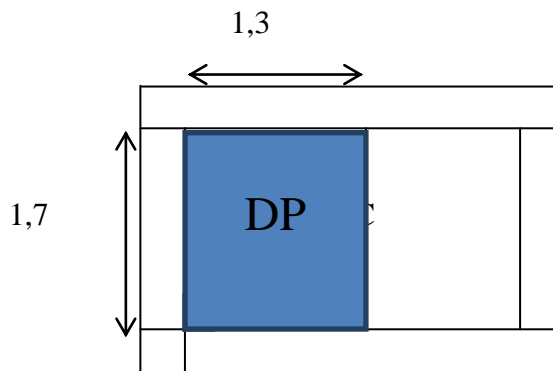


Figure.II.4. Dalle sur quatre appuis

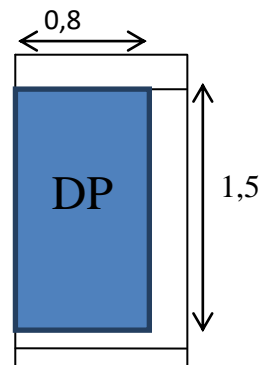


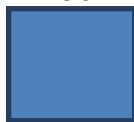


Figure.III.5. Dalle sur trois appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, Alors lePré- dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu. D’où on opte pour une épaisseur: **e=12cm**.

II.4. 1.Les poutre.

Tableau II.1. Pré dimensionnement de différentes poutres

	Prédimensionnement	Schémas
Poutresp rincipales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN:$L_{max}=505-30=475\text{cm} \Rightarrow 31,67\text{cm} \leq h \leq 47,$ après avoir fait les vérifications nécessaires: On adopte: h = 40cm.b = 30cm.</p>	 <p>40cm 30cm</p>
Poutresse condaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>AN:$L_{max}=400-30=370\text{cm} \Rightarrow 24,67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$ Après avoir fait les vérifications nécessaires: On adopte: h = 35cm.b = 30cm.</p>	 <p>35 30cm</p>
Poutres dechaina ge	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p>$L_{max}=370-30=340\text{cm} \Rightarrow 17,5\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$ Après avoir fait les vérifications nécessaires: On adopte = 30cm.b = 30cm</p>	 <p>30 30</p>

➤ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

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

$h/b < 4$ condition vérifiée.

II.5. Lesvoiles:Sontdesélémentsdecontreventementverticauxminceetcontinu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d’enveloppe ayant une dimensionplus petite que les autres qui est l’épaisseur«e».

II.5.1Prédimensionnement des voiles :

Leprédimensionnementdesvoilessefaitpar

Les conditions suivantes :

$e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simples

$e \geq 15\text{cm}$

Donc $e \geq \max(h_e/20; 15\text{cm});$

Avec :

h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur libre de la poutre principale)

e : épaisseur du voile

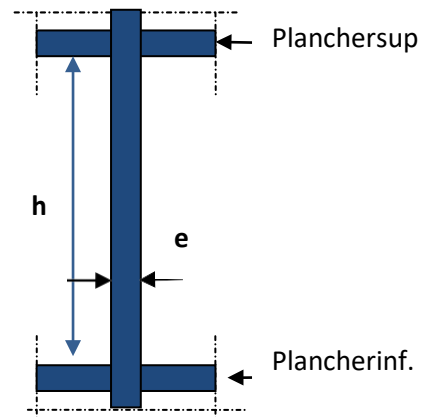


Figure.III.6. Coupe verticale d'un voile

Tableau II.2. Le pré dimensionnement des voiles

Etage	h étage (m)	h _e libre (m)	h _e /20 (m)	(e) adopte (cm)
Sous-sol	3,23	2,83	14,15	15
RDC + E courant	2,89	2,49	12,45	15

II.6. Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

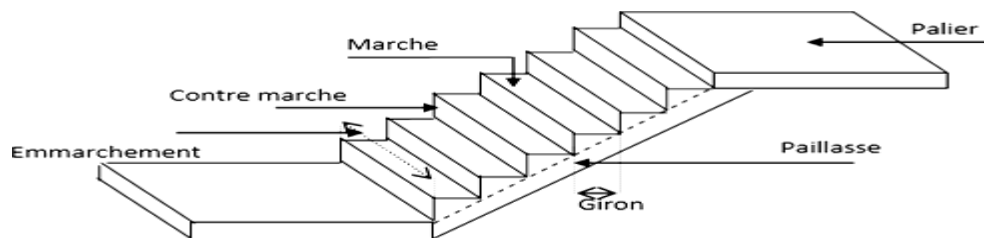


Figure.III.7. Schéma d'un escalier

II.6.1 Prédimensionnement de l'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contremarches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par: $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$ (1).

$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$ avec (H : la hauteur de la volée n : nombre de la contre marche).

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) : $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$$L_0 / (n-1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm} \Rightarrow 64n^2 -$$

$$(64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (n: c'est la solution de l'équation)}$$

Dans notre cas, on a deux types d'escalier, un escalier à trois volées pour le sous-sol et à deux volées pour les étages courants.

a/ Escalier sous-sol :

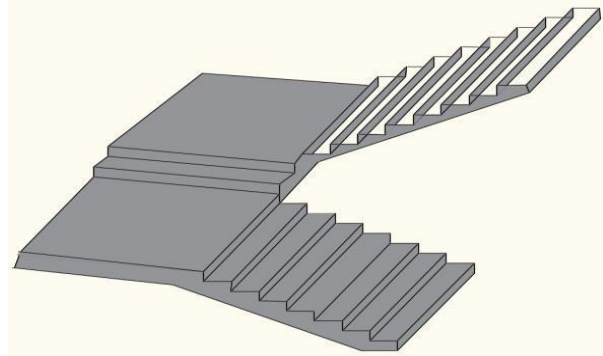
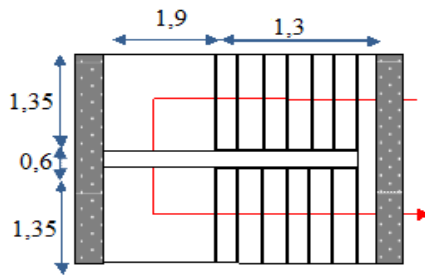


Figure III.8. Vu en plan de l'escalier

- Calcul de la longueur de la paillasse :

$$l_v = \sqrt{(130^2 + 85^2)} + 190 = 345,32 \text{ cm}$$

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

D'après le schéma statique du type 1 nous avons : $H_0 = 0,85\text{m}$; $L_0 = 1,3\text{m}$.

En remplaçant g et h dans (1) on trouve :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) + 2H = 0$$

$$\Rightarrow n = 5 \text{ et } n-1 = 4$$

- Calcul de giron et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{130}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{85}{5} = 17 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{85}{130} = 33,18^\circ$$

- Épaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\frac{345,32}{30} \leq e \leq \frac{345,32}{20} \Rightarrow 11,51 \leq e \leq 17,26$$

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

b/ Escalier étage courant :

- Calcul de la longueur de la paillasse :

$$l_v = \sqrt{(150^2 + 105^2)} + 160 = 341,39 \text{ cm}$$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

D'après le schéma statique du type1 nous avons :

$$H_0=1,02\text{m} ; L_0 =1,5\text{m}.$$

En remplaçant $tg \alpha$ dans (1) on trouve:

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) + 2H = 0$$

$$\Rightarrow n = 6 \quad \text{et} \quad n-1 = 5$$

- **Calcul de giron et la hauteur d'une contre marche**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{5} = 17 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha = \frac{102}{150} = 34,21^\circ$$

- **Épaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\frac{341,39}{30} \leq e \leq \frac{341,39}{20} \Rightarrow 11,37 \leq e \leq 17,06$$

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

II.7. Étude d'acrotère.

L'acrotère est un élément réalisé en béton armé, encastré au niveau de plancher terrasse.

Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

C'est une console encastrée (système isostatique), il est soumis à son poids propre G et une charge d'exploitation estimée 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi une force sismique F_p .

Tableau II.3. Charges et surcharges de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,0985	25 x 0,0985 = 2,4625	0,36	2,6225	1

II.8. Evaluation des charges et surcharges :

II.8.1 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.4.Évaluation des charges de la terrasse inaccessible

N°	Couches	Poids volumique(KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	20	0.05	1
2	Étanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2,2
4	Plancher à corps creux	/	0,2	2,85
5	Isolation thermique	4	0,04	0.16
6	Enduit de plâtre	10	0,15	0.15
Charge permanent G				6,48
Charge exploitation Q				1

Tableau II.5.Évaluation des charges du plancher étage courant

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Plancher corps creux	/	0,2	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,015	0.15
Charge permanent G				5,2
Charge exploitation Q				1,5

Tableau II.6. Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

:N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de plâtre	10	0,015	0.2
Charge permanent G				6,32
Charge exploitation Q				1,5

Tableau II.7. Evaluation des charges de la dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Mur séparation	10	0,1	1
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de plâtre	10	0,015	0.15
Charge permanent G				5,31
Charge exploitation Q				1,5

Les escaliers :

- Le palier :

Tableau II.8. Evaluation des charges du palier

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
5	Dalle en béton	25	0,15	3,75
6	Enduit en ciment	18	0,2	0.36
Charge permanent G				5,31
Charge exploitation Q				2,5

Tableau II.9. Evaluation des charges de la volée

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Marche	25	17/2	2,13
5	paillasse	25	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	18	0,02	0.36

Charge permanent G	7,44
Charge exploitation Q	2,5

Tableau II.10. Evaluation des charges dans les murs extérieurs

	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	18	0.02	0,36
2	Brique creuse de 15cm	9	0.015	1,35
3	Brique creuse de 10 cm	9	0.01	0.9
4	Enduit plâtre intérieure	10	0,015	0,15
Charge permanent G				2,76

II.9. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement)
- Conditions de RPA

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

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G (KN) { $G = h * b * \rho_c * \gamma_c$ }
Sous-sol	55×60	26,65
RDC	55×60	21,67
Etages 1 et 2	50×55	19,87
Etages 3 et 4	45×50	16,25
Etages 5 et 6	40×45	13
Etages 7 et 8	35×40	10,11
Etages 9	30×35	7,58

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

he = 2.89 m pour l'étage courant.

he = 3.23 m pour les sous-sols.

II.10.Descentedecharge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau C15

➤ **Laloi dedégression:**

Q0 la charge d’exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q1, Q2...Qn les charges d’exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir dusommetdu bâtiment.

Onadopterapourlecalculdes pointsd’appuisdeschargesd’exploitationsuivantes:

Sous la terrasse:	$Q_0.$
Souslepremier étageàpartirdu sommet (i=1):	$Q_0+Q_1.$
Sousledeuxièmeétage (i=2) :	$Q_0+0.95*(Q_1+Q_2).$
Sousletroisième étage(i=3) :	$Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$
Souslequatrième étage(i=4) :	$Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Pour n étage (n ≥ 5) :	$Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

✓ **Escente de charge pour le poteau D3:**

Surfaces afférents:

$S1=2,425 \times 1,75 = 4,244m^2$

$S2=2,45 \times 1,75 = 4,29 m^2$

$S3=2,45 \times 1,8 = 4,41m^2$

$S4=2,425 \times 1,8 = 4,365m^2$

$S_{total}=17,31 m^2.$

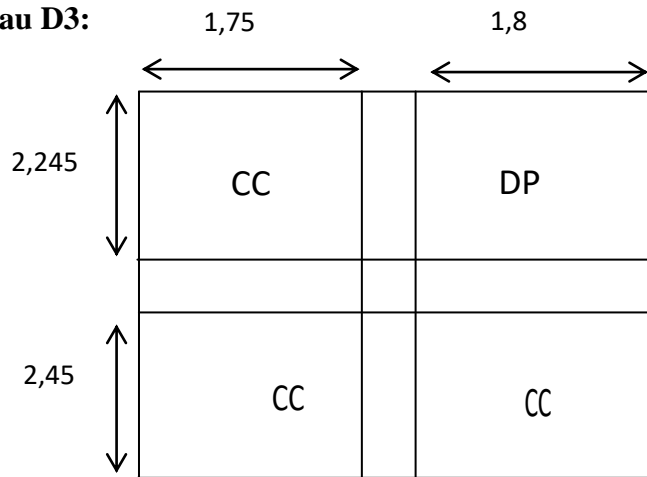


Figure III.9.surface afférente

Plancher terrasse inaccessible :

$P_G = 6.48 \times 17,31 = 112,17 KN$

$P_Q = 1 \times 17,31 = 17,31 KN$

- **Plancher étage courant + sous-sol :**

$P_{cc} = 5.2 \times 12,944 = 67,31KN$

$$P_{dalle\ plein} = 4,365 \times 5,31 = 23,17 \text{ KN}$$

• **Poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteaux sous-sol : } G_p = 25 \times 0,55 \times 0,6 \times 3,23 = 26,65 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } G_p = 25 \times 0,55 \times 0,6 \times 2,89 = 23,84 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 1}^{er} \text{ étage et 2}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,5 \times 0,55 \times 2,89 = 19,87 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 3}^{eme} \text{ étage et 4}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,45 \times 0,50 \times 2,89 = 16,25$$

$$\text{Poteaux 5}^{eme} \text{ étage et 6}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,4 \times 0,45 \times 2,89 = 13$$

$$\text{Poteaux 7}^{eme} \text{ étage, 8}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,35 \times 0,4 \times 2,89 = 10,11 \text{ KN}$$

$$9^{eme} \text{ Étage : } G_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 2,89 = 7,58 \text{ KN}$$

• **Poids propre des poutres :**

$$G_{PP} = 25 \times 0,30 \times 0,4 \times 4,875 = 14,62 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,525 = 9,25 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 23,94 \text{ KN}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau comme suit :

Tableau II.12 : Résumé de la descente de charge pour poteau D3 :

Niveau	Eléments	Sous Q	Sous G
N 11	Terrasse inaccessible	Q_0	112,17
	Poteau		7,58
	Poutres		23,94
Σ	/	17.31	143,69
N10	Venant de Plancher	$Q_0 + Q_1$	143,69
	Poteau		67,31
	Poutres		10,11
	Dalle plein		23,94
	Mur extérieur		23,17
Σ	/	43.27	284,88
N9	Venant de Plancher	$Q_0 + 0,95 (Q_1 \times 2)$	284,88
	Poteau		67,31
	Poutres		10,11
	Dalle plein		23,94
	Mur extérieur		23,17
Σ	/	66,64	426,07
N8	Venant de Plancher	$Q_0 + 0,9 (Q_1 \times 3)$	426,07
	Poteau		67,31
			13

	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	87,41	570,15
N7	Venant de	$Q_0 + 0.85 (Q_1 \times 4)$	570,15
	Plancher		67,31
	Poteau		13
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	105,59	714,23
N6	Venant de	$Q_0 + 0.8 (Q_1 \times 5)$	714,23
	Plancher		67,31
	Poteau		16,25
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	121,17	861,56
N5	Venant de	$Q_0 + 0.75 (Q_1 \times 6)$	861,56
	Plancher		67,31
	Poteau		16,25
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	134,15	1008,89
N4	Venant de	$Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q_1 \times 7)$	1008,89
	Plancher		67,31
	Poteau		19,87
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	147,13	1159,84
N3	Venant de	$Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q_1 \times 8)$	1159,84
	Plancher		67,31
	Poteau		19,87
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ	/	160,11	1310,79
N2	Venant de	$Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q_1 \times 9)$	1310,79
	Plancher		67,31
	Poteau		23,84
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		16,66
Σ		171,8	1465,71
N1	Venant de	$Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q_1 \times 10)$	1465,71
	Plancher		67,31
	Poteau		26,65
	Poutres		23,94
	Dalle plein		23,17
	Mur extérieur		18,94
Σ	/	186,08	1625,72

- L'effort normal ultime : $N_{u1} = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 1625,72 + 1,5 \times 186,08$
Donc $N_{u1} = 2473,84 \text{KN}$

Pour le poteau **G3**, nous avons trouvé de manière analogique :

$G = 1493,07 \text{KN}$ et $Q = 193,6 \text{KN}$

- L'effort normal ultime : $N_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 2306,05 \text{ KN}$

Les calculs montrent que le poteau **D3** est le plus sollicité sous charges verticales

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 :

- De 10% poteau interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- De 15%... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

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

$N_u^* = 1,1 N_{u1} = 2721,22 \text{ KN}$

II.5.2 : Vérifications nécessaires :

❖ **Vérification à la compression :**

$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28}$

Avec : B : la section du poteau → On a $B = 0,55 \times 0,6 = 0,33 \text{m}^2$

$B_{CAL} \geq \frac{N_u^*}{0,6 \times f_{c28}} \rightarrow B_{CAL} \geq \frac{2721,22 \times 10^{-3}}{15} = 0,181 \text{m}^2$

Donc $B > B_{CAL}$ C'est vérifié

Les résultats de la *verification des poteaux à la compression* sont représentés sous forme d'un tableau comme suit :

Tableau II.13: Vérification des poteaux à la compression simple

Niveau	N_u^*	Section	B_{cal}	B	Observation
Sous-sol	2721,22	55×60	0,181	0,33	Vérifiée
RDC	2460,05	55×60	0,164	0,33	Vérifiée
1 ^{er} tage	2210,70	50× 55	0,147	0,275	Vérifiée
2 ^{eme} Étage	1965,13	50× 55	0,131	0,275	Vérifiée
3 ^{eme} étage	1719,55	45× 50	0,114	0,225	Vérifiée
4 ^{eme} étage	1479,34	45× 50	0,09	0,225	Vérifiée
5 ^{eme} étage	1234,85	40× 45	0,082	0,18	Vérifiée
6 ^{eme} etages	990,89	40× 45	0,066	0,18	Vérifiée

7 ^{ème} étage	675,15	35× 40	0,045	0,14	Vérifiée
8 ^{ème} étage	449,49	35× 40	0.03	0.14	Vérifiée
9 ^{ème} étage	219,94	30× 35	0.015	0.105	Vérifiée

❖ Vérification au flambement :

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_{c28}}{\gamma_s} \right]$$

Br = (b-2) × (h-2) cm² : section réduite du poteau. Avec :

- α : coefficient réducteur en fonction de l’élancement.
- As = section réduite comprimée.
- γ_s = 1,15 : coefficient de sécurité de l’acier.
- F_e = 400 MPa

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) \quad \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ (Section rectangulaire)}$$

L_f : Longueur de flambement On a L_f = 0.7 l₀ → L_f = 0.7 × 3,23 = 2.261

$$I = \frac{0.55 \times 0.6^3}{12} = 9,9 \times 10^{-3} m^4 \rightarrow i = 0.173 \text{ Donc } \lambda = 13.07 < 50 \text{ Alors } \alpha = 0.827.$$

D’après le BAEL :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \leq \frac{2721,22 \times 10^{-3}}{0,827 \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times 1,5} + \frac{f_e}{100 \times 1,15} \right)} = 0,149 m^2$$

Avec Br’ = (55-2) (60 – 2) × 10⁻⁴ = 0.3074m²

⇒ 0.3074 > 0.154m²

Donc : pas de risque de flambement du poteau

Tableau II.14 : Vérification de la stabilité de forme

Niveau	Nu	l_0	l_f	i	λ	α	$B_r < Br'$	Observation
N1	2721,22	3,23	2,261	0.173	13,07	0.827	0.149 < 0.3074	Vérifier
N2	2460,05	2,89	2,023	0.173	11,69	0.83	0.135 < 0.3074	Vérifier
N3	2210,70	2,89	2,023	0.158	12,8	0.827	0.121 < 0,2544	Vérifier
N4	1965,13	2,89	2,023	0.158	12,8	0,827	0,108 < 0.2544	Vérifier
N5	1719,55	2,89	2,023	0,144	14,015	0,823	0.094 < 0.2064	Vérifier
N6	1479,34	2,89	2,023	0.144	14,015	0,823	0.081 < 0,2064	Vérifier
N7	1234,85	2,89	2,023	0,129	15,57	0,817	0,0678 < 0.1634	Vérifier
N8	990,89	2,89	2,023	0,129	15,57	0,817	0.054 < 0,1634	Vérifier
N9	675,15	2,89	2,023	0,120	16,81	0,812	0.037 < 0,125	Vérifier
N10	449,49	2,89	2,023	0,120	16,81	0,812	0.024 < 0.125	Vérifier
N11	219,94	2,89	2,023	0,09	21,62	0,79	0.012 < 0.092	Vérifier

II.6. Conclusion:

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre nous avons opté pour les sections suivantes :

Plancher à corps creux (16+4) cm, les dalles pleines, $e=12\text{cm}$; épaisseur de la paillasse 15cm, épaisseur des voiles $e=15\text{cm}$ pour tous les niveaux, les dimensions des poutres principales $(30*40)\text{cm}^2$, poutre secondaires $(30*35)\text{cm}^2$, et celles des poteaux sont de :

Sous-sol et RDC (55*60)

1^{ère} et 2^{ème} étage (50*55)

3^{ème} et 4^{ème} étage (45*50)

5^{ème} et 6^{ème} étage (40*45)

7^{ème} et 8^{ème} (35*40)

9^{ème} étage (30*35)

Chapitre III

III.1 Introduction:

Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaires qui sont définis comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 addenda 2003...). C'est ce qui fait l'objet de ce troisième chapitre

III.2. Calcul des planchers**III.2.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant du plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

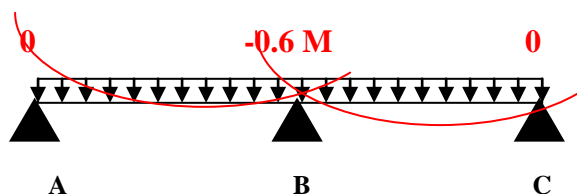


Figure.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

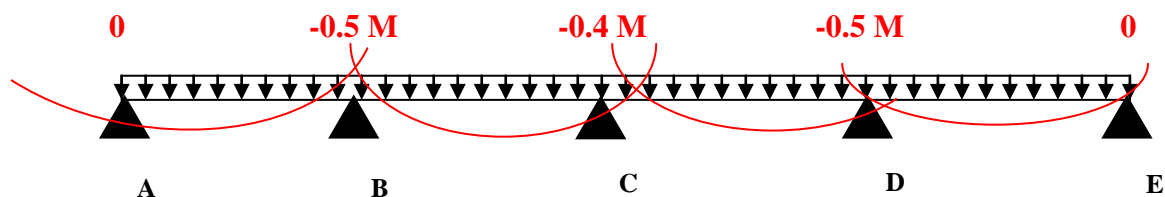


Figure.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort

Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui

Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

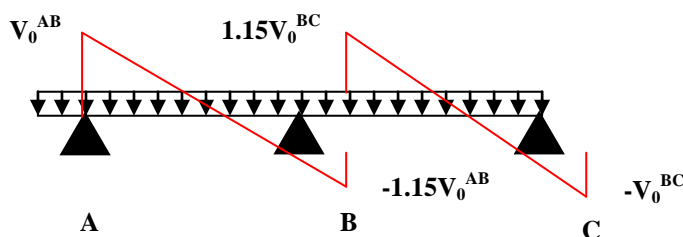


Figure.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

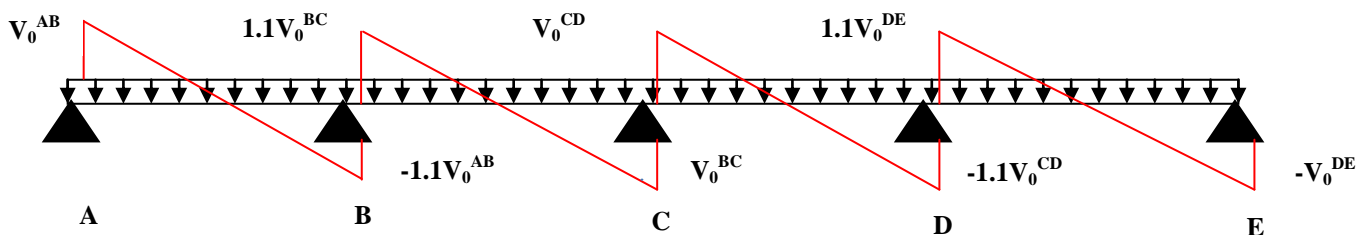


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

❖ Calcul des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,48 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,66 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,862 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,2 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 \times 5,2 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.0255 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,2 + 1,5) \times 0,65 = 4,355\text{KN/ml.}$$

• Les Différents types de poutrelles :

On a 8 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	

Tableau III.2. Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles

Désignation	Type de poutrelle	Conditions d'application	Méthode adoptée
P.T.inaccessible	T1,T2,T4,	vérifiée	Forfaitaire
P. Etage courant	T1,T2,T4,T5,T6,T7,T8	vérifiée	Forfaitaire et RDM
P.T. accessible	T3	vérifiée	Forfaitaire

- **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

Tableau III.3. Combinaisons d’action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,48	1.0	10,248	6,6612	7,48	4.862
Plancher Etage courant	5,2	1.5	9.27	6,0255	6.7	4,355

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont satisfaites pour tous les types.

Exemples de calcul :

- **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse :**

Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.2, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.7/3,7 = 0,8$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- *F.P.N.*.....vérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l’appliquons pour le calcul.

b. calcul des sollicitations

Exemple de calcul avec la méthode forfaitaire :

Poutrelle type 01 :

Plancher terrasse inaccessible : $G = 6,48 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

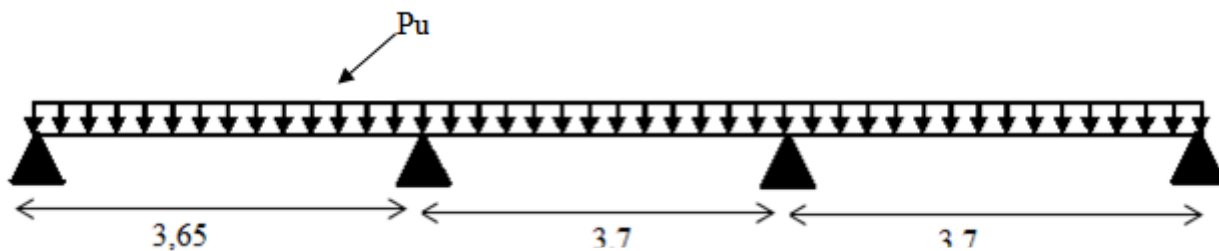


Figure.III.5. Schéma statique poutrelle type 1

➤ Evaluation des

❖ Moments isostatiques :

$$p_u = 6,66 \text{ KN/m}^2 \quad P_s = 4,862 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée AB: $M_{0u} = 11,4 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 8,32 \text{ KN.m}$

Travée BC: $M_{0u} = 11,4 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 8,32 \text{ KN.m}$

Travée CD: $M_{0u} = 11,09 \text{ KN.m}$ / $M_{0s} = 8,09 \text{ KN.m}$

❖ Moments aux appuis :

Appuis de rive:

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A l'ELU : $M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

AN: $M_A = M_D = -0,15 \times 11,4 = -1,74 \text{ KN.m}$ M_0^{BC}

À l'ELS :

$$M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

AN: $M_A = M_D = -0,15 \times 8,32 = -1,248 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires : Cas de 03 travées

A l'ELU :

$$M_B = -0,5 \text{ Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_B = -5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \text{ Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD})$$

$$M_C = -5,7 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -0,5 \text{ Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_B = -4,16 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \text{ Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD})$$

$$M_C = -4,16 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,48} = 0,134$$

A l'ELU Travée AB: C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1 + 0,3\alpha ; 1,05M_0) \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_A = 0 \text{ KN.m}$ $M_B = -5,7 \text{ KN.m}$ $M_0 = 11,4 \text{ KN.m}$

$$\left[\begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,0402 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,263 \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_t + \frac{0+5,7}{2} \geq 1,05 \times 11,4 \rightarrow M_t \geq 9,12 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 11,4 \rightarrow M_t \geq 7,1991 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t^{max} = 9,12 \text{ KN.m}$

Travée BC: C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire sont les suivantes :

Avec : $M_g = M_B = -5,7 \text{ KN.m}$; $M_C = -5,7 \text{ KN.m}$; $M_0 = 11,4 \text{ KN.m}$

$$\left[\begin{array}{l} M_t + \frac{5,7+5,7}{2} \geq 1,05 \times 11,4 \rightarrow M_t \geq 6,27 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 11,4 \rightarrow M_t \geq 7,1991 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t^{max} \geq 7,1991 \text{ KN.m}$

Travée CD : C'est une travée de rive :

Avec : $M_g = M_C = -5,7 \text{ KN.m}$; $M_D = 0 \text{ KN.m}$. $M_0 = 11,09 \text{ KN.m}$

$$\left[\begin{array}{l} M_t + \frac{5,7+0}{2} \geq 1,05 \times 11,09 \rightarrow M_t \geq 8,7945 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 11,09 \rightarrow M_t \geq 7 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t^{max} = 8,7945 \text{ KN.m}$

AL'ELS :

Travée AB : travée de rive :

$M_A = 0 \text{ KN.m}$ $M_B = -4,16 \text{ KN.m}$ $M_0 = 8,32 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0+4,16}{2} \geq 1,05 \times 8,32 \rightarrow M_t \geq 6,656 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 8,32 \rightarrow M_t \geq 5,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t^{max} = 6,656 \text{ KN.m}$

Travée BC : C'est une travée intermédiaire :

Avec : $M_g = M_B = -4,16 \text{ KN.m}$; $M_C = -4,16 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8,32 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t + \frac{4,16+4,16}{2} \geq 1,05 \times 8,32 \rightarrow M_t \geq 4,576 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 8,32 \rightarrow M_t \geq 5,25 \text{ K} \end{cases}$$

Donc : $M_t^{max} = 5,25 \text{ KN.m}$

Travée CD : C'est une travée de rive :

Avec : $M_g = M_c = -4,16 \text{ KN.m}$; $M_D = 0 \text{ KN.m}$. $M_0 = 8,09 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t + \frac{4,16+0}{2} \geq 1,05 \times 8,09 \rightarrow M_t \geq 6,4145 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,263}{2} \times 8,09 \rightarrow M_t \geq 5,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t^{max} = 6,4145 \text{ KN.m}$.

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2} \text{ avec : } p = 6,6612 \text{ KN/m}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,6612 \times 3,7}{2} = 12,32 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = -1,1 \times \frac{6,6612 \times 3,7}{2} = -13,55 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{P_u \times l}{2} = 1,1 \times \frac{6,6612 \times 3,7}{2} = 13,55 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = -1,1 \times \frac{6,6612 \times 3,7}{2} = -13,55 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = 1,1 \times \frac{6,6612 \times 3,65}{2} = 13,37 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,6612 \times 3,65}{2} = -12,13 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3,7	6.6612	11,4	0	-5,7	9,12	12,32	13,55
	BC	3,7	6.6612	11,4	-5,7	-5,7	7,1991	13,55	13,55
	CD	3,65	6.6612	11,09	-5,7	0	8,7945	13,37	12,13

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3,7	4,862	8,32	-4,16	0	6,656
	BC	3,7	4,862	8,32	-4,16	-4,16	5,25
	CD	3,65	4,862	8,09	-4,16	0	6,4145

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3,65	6,6612	11,093	0	-5,7	8,798	12,15	13,37
	BC	3,7	6,6612	11,399	-5,7	-6,661	5,929	13,55	13,55
	CD	4	6,6612	11,322	-6,661	0	10,658	14,65	13,22

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3,65	4,862	8,097	0	-4,16	6,422
	BC	3,7	4,862	8,32	-4,16	-4,862	4,327
	CD	4	4,862	9,724	-4,862	0	7,779

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3,7	6,6612	11,399	0	-5,7	9,119	12,32	13,55
	BC	3,7	6,6612	11,399	-5,7	-4,56	6,839	13,55	12,32
	CD	3,65	6,6612	11,093	-4,56	-4,684	7,026	12,15	12,15
	DE	3,75	6,6612	11,709	-4,684	-4,684	7,61	12,49	12,49

	EF	3,65	6,6612	11,093	-4,684	-4,684	7,026	12,15	12,15
	FG	3,7	6,6612	11,399	-4,56	-6,661	6,358	12,32	13,322
	GH	4	6,6612	13,329	-6,661	0	10,568	14,65	13,322

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3,7	4,862	8,382	0	-4,16	6,365
	BC	3,7	4,862	8,32	-4,16	-3,328	4,7
	CD	3,65	4,862	8,097	-3,328	-3,418	6,365
	AB	3,75	4,862	8,546	-3,418	-3,418	6,365
	BC	3,65	4,862	8,097	-3,418	-3,328	4,7
	CD	3,7	4,862	8,32	-3,328	-4,862	6,365
	CD	4	4,862	9,724	-4,862	0	6,365

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du étage courant (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3,7	6,026	10,312	0	-5,156	8,427	11,148	-12,26
	BC	3,7	6,026	10,312	-5,156	-5,156	5,849	12,26	-12,26
	CD	3,65	6,026	10,035	-5,156	0	8,131	12,097	-10,99

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3,7	4,355	7,452	0	-3,726	6,09
	BC	3,7	4,355	7,452	-3,726	-3,726	4,227
	CD	3,65	4,355	7,252	-3,726	0	5,876

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3,65	6.026	10,035	0	-5,156	8,131	10,99	-12,097
	BC	3,7	6.026	10,312	-5,156	-6,026	5,502	12,263	-12,263
	CD	4	6.026	12,052	-6,026	0	9,849	13,257	-12,052

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
-------------------	--------	-------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

Type 2	AB	3,65	4,335	7,252	0	-3,726	5,876
	BC	3,7	4,335	7,452	-3,726	-4,355	3,976
	CD	4	4,335	8,71	-4,355	0	7,118

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3,65	6,6612	11,093	0	-5,855	8,72	12,156	13,371
	BC	3,75	6,6612	11,709	-5,855	-5,855	6,439	13,738	13,738
	CD	3,65	6,6612	11,093	-5,855	0	8,72	13,372	12,156

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3,65	4,862	8,097	0	-4,273	6,365
	BC	3,75	4,862	8,546	-4,273	-4,273	4,7
	CD	3,65	4,862	8,097	-4,273	0	6,365

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3,7	6,0255	10,312	0	-5,156	8,427	11,148	-12,26
	BC	3,7	6,0255	10,312	-5,156	-4,125	6,364	12,262	-11,148
	CD	3,65	6,0255	10,035	-4,125	-4,237	6,528	10,997	-10,997
	DE	3,75	6,0255	10,593	-4,237	-4,137	7,068	11,298	-11,298
	EF	3,65	6,0255	10,035	-4,237	-4,125	6,528	10,997	-10,997
	FG	3,7	6,0255	10,312	-4,125	-6,026	5,929	11,148	-12,262
	GH	4	6,0255	10,052	-6,026	0	9,849	13,257	-12,052

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3,7	4,355	7,452	0	-3,726	6,09
	BC	3,7	4,355	7,452	-3,726	-2,981	4,599
	CD	3,65	4,355	7,252	-2,981	-3,062	4,718
	DE	3,75	4,355	7,652	-3,062	-3,062	4,107
	EF	3,65	4,355	7,252	-3,062	-2,981	4,718
	FG	3,7	4,355	7,452	-2,981	-4,355	4,285
	GH	4	4,355	8,71	-4,355	0	7,118

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3,7	4,355	10,312	0	-5,156	8,427	11,148	-12,269
	BC	3,7	4,355	10,312	-5,156	-4,125	6,364	12,269	-11,148
	CD	3,65	4,355	10,035	-4,125	-4,237	6,528	-10,997	-10,997
	DE	3,75	4,355	10,593	-4,237	-4,237	7,068	11,298	-11,298
	EF	3,65	4,355	10,035	-4,237	-5,156	6,528	10,997	-12,097
	FG	3,7	4,355	10,312	-5,156	0	5,929	-12,262	-11,148

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5)

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3,7	4,355	7,452	0	-3,726	6,09
	BC	3,7	4,355	7,452	-3,726	-2,981	4,599
	CD	3,65	4,355	7,252	-2,981	-3,062	4,718
	DE	3,75	4,355	7,652	-3,062	-3,062	4,107
	EF	3,65	4,355	7,252	-3,062	-3,726	4,345
	FG	3,7	4,355	7,452	-3,726	0	6,09

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3,65	6,0255	10,035	0	-6,356	7,531	10,997	-12,647
	BC	3,75	6,0255	10,593	-6,356	0	8,127	12,993	-11,298

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 6)

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3,65	4,355	7,252	0	-4,593	5,443
	BC	3,75	4,355	7,655	-4,593	0	5,873

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type7)

Type de poutrelle	travée	L (m)	M ₀ ^u	M ₀ ^s	V _g	V _d
Type 7	AB	3,7	10,312	7,452	11,148	-11,148

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 8)

Type de poutrelle	travée	L (m)	M_0^u	M_0^s	V_g	V_d
Type 8	AB	3,65	10,035	7,252	10,997	-10,997

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 3	AB	3,65	7,008	11,671	0	-6,16	9,263	12,789	-14,07
	BC	3,75	7,008	12,319	-6,16	-6,16	6,869	14,454	-14,45
	CD	3,65	7,008	11,671	-6,16	0	9,263	14,06	-12,78

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 3	AB	3,65	5,083	8,465	0	-4,468	6,719
	BC	3,75	5,083	8,935	-4,468	-4,468	4,982
	CD	3,65	5,083	8,465	-4,468	0	6,719

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

On prend comme exemple de calcul pour, le ferraillage des poutrelles de type (T2) plancher étage courant et terrasse inaccessible qui est sollicité par les sollicitations suivantes :

L'ELU :

$$M_t = 10,658 \text{ KN.m} \quad M_t = 7,779 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = 6,661 \text{ KN.m} \quad M_t^{int} = 4,862 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = 1,9983 \text{ KN.m} \quad M_a^r = 1,4586 \text{ KN.m}$$

$$V = 14,65 \text{ KN}$$

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Les caractéristiques géométriques de la poutre elles sont:

$$b = 65 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}; \quad b_1 = b_2 = 22.5 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Calcul à ELU:

A-Armatures longitudinales:

En travée Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,04)/2 \Rightarrow M_{tu} = 0,059 \text{ MN.m.}$$

$M_t = 10,658 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,658 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,044$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,044) = 0,177$$

$$A = \frac{M^t}{z \times f_{st}} = \frac{10,568 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A = 1,73 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \quad (\text{Art A.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 1,43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA12 avec $A = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis:**

Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -6,661 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,661 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 348} = 0,0223 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,028$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,028) = 0,178$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{6,661 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 1,075 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A = 1,075 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \quad (\text{ArtA.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.075 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA10 avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_u = 1.9983 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.9983 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 348} = 0.0017 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.00212$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.00212) = 0.178$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.9983 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 3.225 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \rightarrow A = 0.322 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculé} \quad (\text{ArtA.4.2.1 [1]}).$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.075 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA10 avec $A = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 14.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.65 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.81 \text{ MPA}$$

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

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 100 / 10, 10\} = 5.71mm$$

On opte un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1). S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{t28} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_t = 0, 57 \frac{0.8 \times 400}{0.1(0.814 - 0.3 \times 2.1)} = 101,3 \text{ m}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57cm$$

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

Soit $S_t = 15cm$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0}$ (Art A.5.3.2 [1])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.65 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.96 \text{ MPA} \leq 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 14,65 \times 10^{-3} / 400 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d). \quad (\text{Art A.5.1.3.2.1 [1]}).$$

$$A_s = 2.36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (14,65 - 6,661 / 0.9 \times 0.18) = -0,76 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ Condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (la bielle) :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Soit: $a = \min [0,9d; \text{la largeur de l'appui } -4\text{cm}] \leftrightarrow a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$V_u = 0.01465 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ Condition vérifiée

➤ **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire lors il y a lieu de vérifier:

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

❖ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

En travée :

$$M_{ser}^t = 7,779 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) = 2,44 \times 10^{-4} \text{ m} > 0$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow Le calcul se fait comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$32.5y^2 + 35,4 y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots (1)$

Après résolution de l'équation (1) : y = 3.917cm

Calcul de I:

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$

$I = 8323,04 \text{ cm}^4.$

➤ **Les contraintes :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,779 \times 10^{-3}}{8323,04 \times 10^{-8}} \times 3,917 \times 10^{-2} = 3,66 \text{ MPA}$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

En appuis intermédiaires :

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (b0×h)

$M_{ser} = 4,862 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$

$5y^2 + 23,55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots (2)$

Après résolution de l'équation (2) : y = 7,15 cm

Calcul de I:

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$

$I = 3990,78 \text{ cm}^4.$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,862 \times 10^{-3}}{3990,78 \times 10^{-8}} \times 7,15 \times 10^{-2} = 8,71 \text{ MPA}$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

➤ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans

l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

❖ **Evaluation de la flèche d'après BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Sil'unedecesconditionsci-

dessousn'estpassatisfaitelavérificationdelaflechedevenue nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e} \end{array} \right.$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée*

$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{7,779 \times 10^{-3}}{15 \times 8,32 \times 10^{-3}} = 0,062 \dots\dots\dots$ *Condition non vérifiée*

$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} = 0,013 \geq \frac{3,5}{400} = 0,00875 \dots\dots\dots$ *Condition non vérifiée*

Donc : on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{400}{500} = 0,8\text{cm}$$

f_{gv} Et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2,85 = 1,8525 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6,48 = 4,212 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 (G + Q) = 0.65(6.48 + 1) = 4.862 \text{ KN}$$

$$M_{jser} = 0,85 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{jser} = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,85 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{gser} = 7,1604 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,85 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \rightarrow M_{pser} = 8,2654 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 3,91 \text{ cm} \quad I = 8323$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 28909.25 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

$$\frac{0,05 f_{t28}}{(2+3-\frac{b_0}{b})\rho} = 3,25 \dots\dots\dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{ Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 23164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$$

Contraintes :

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 80 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 181,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 209,89 \text{ MPa}$$

• Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0,422$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0,689$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0,723$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches :

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fji} = 8588,95 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fgi} = 6288,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fpi} = 60806,66 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{gv} = 10744,68 \text{ cm}^4$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} \Rightarrow 0,00181 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} \Rightarrow 0,00561 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} \Rightarrow 0,00670 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} \Rightarrow 0,00985 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,00985 - 0,00181 + 0,0067 - 0,00561 = 0,00913 \text{ m}$$

$\Delta f_t = 0,913 \text{ cm} > \Delta f_{adm} = 0,8 \text{ cm}$La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y(cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{ji} (cm ⁴)	I _{gi} (cm ⁴)	I _{pi} (cm ⁴)	I _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4,5	11239	20405	11397	8742,4	8482,4	13796	0.72	0.8

Pour le plancher étage courant, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.27. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
En travée	9,849	0,030	0,042	0.178	1,59	0,217	3HA10=2,36
En appui intermédiaire	-6,356	0,138	0,186	0.167	1,09	0,217	2HA10=1,57
En appui rive	1,8078	0,039	0,05	0.174	0,294	0.217	1HA10=0,79

Tableau III.28. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse accessible

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	9,263	0,031	0,031	0,177	1,503	0,217	3HA10=2 ;36
En appui intermédiaire	6,16	0,134	0,180	0,167	1,06	0,217	2HA10 1,57
En appui rive	1,75	0,038	0,048	176	0,28	0,217	1HA10 0.79

- Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.29. Le ferrailage des différentes poutrelles

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0,322	1HA10 = 0.79	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,075	2HA10=1,57	2HA6 = 0,57
	Travée	1,73	3HA12 = 3,39	2HA6 = 0,57
Plancher étage Courant	Appuis de rive	0,294	1HA10= 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,09	2HA10=1,57	2HA6 = 0,57
	Travée	1,59	2HA12=2,36	2HA6 = 0,57
Terrasse inaccessible Accessible	Appui de rive	0,28	1HA10=0,79	2HA6=0,57
	Appuis Intermédiaires	1,06	2HA10=1,57	2HA6 = 0,57
	Travée	1,053	2HA12=2,36	2HA6 = 0,57

Tableau III.30. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher terrasse accessible			

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

Selon, **BAEL91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser:

20 cm (5p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm (3p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm Condition vérifiée

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm Condition vérifiée

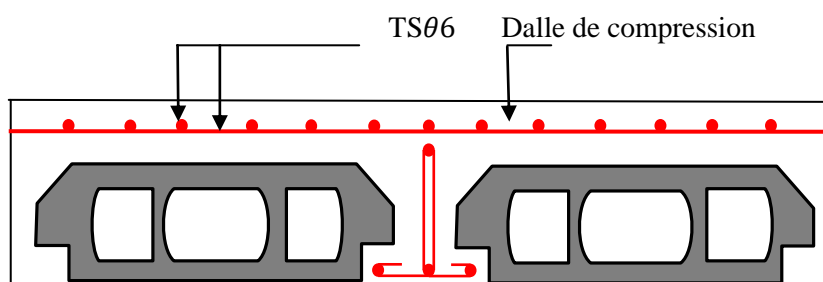


Figure. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4. Dalle pleines

III.4.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur un ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur

1^{er} type : La dalle sur 3 appuis

On a: $L_x = 0,8 \text{ m}$,

$L_y = 1,5 \text{ m}$.

$G = 5,31 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,53 > 0,4$ donc la dalle travaille dans les deux sens:

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$Pu = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$Pu = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 1,5) = 9,4185 \text{ KN/m}$$

Calcul du moment

$$\mu_x = 0,0922$$

$$M_{0x} = \mu_x Pu l^2 = 0,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,14 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés (réels):

Moments en travées :

$$M_x^t = 0,85 M_{0x} = 0,467 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_{0y} = 0,119 \text{ KN.m}$$

Moments en appui:

$$M_x^a = -0,3 M_{0x} = 0,165 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_{0y} = 0,042 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

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

❖ **En travée:**

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,467 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1^2 \times 14,2} = 3,29 \times 10^{-3}$$

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

$$\alpha = 4,11 \times 10^{-3}; Z = 0,1 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{0,467 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,533) \times 100 \times 12 = 1,1856 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s$$

Donc: on ferraille avec A_{\min}

On choisit: $4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = 8,38 \times 10^{-4} \alpha = 1,04 \times 10^{-3} Z = 0,1$$

$$A = 0,03\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s$$

Donc: on ferraille avec A_{\min} .

On choisit: $4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$.

❖ **En appuis:**

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = 1,16 \times 10^{-3} \alpha = 1,45 \times 10^{-3} Z = 0,1$$

$$A = 0,04\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho)b \times h = \frac{0,0008}{2}(3 - 0,533) \times 100 \times 12 = 1,1856\text{cm}^2$$

Donc: on ferraille avec A_{\min}

On choisit: $4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = 2,18 \times 10^{-4} \alpha = 3,7 \times 10^{-4} Z = 0,1$$

$$A = 0,029\text{cm}^2$$

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

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 3) = (2,01 / 3) = 0,67\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit $4HA8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2,5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HT8, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée

• **Vérifications :**

A l'ELU :

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9,4185 \times 0,8}{2} \times \frac{1,5^4}{0,8^4 + 1,5^4} = 3,48\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{3,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,0348 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5,31+1.5) = 6,81 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = 0,42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,357 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,136 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

Calcul de y :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$y = 2,17 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} (2,17)^3 + 15(2,01) (2,17-10)^2 = 2189,07 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = (0,357 \times 10^{-3} \times 0,0217) / (2189,07 \times 10^{-8}) = 3,53 \times 10^{-4} \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration du béton.

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times M_{ser} \times (d_x - y) / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 0,357 \times 10^{-3} \times (0,1 - 0,0217)] / 2189,07 \times 10^{-8} = 19,15 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration}$$

Nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{bc} < \sigma_s \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\text{Selon } x \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.15 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.15 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{As}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,01 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon } y : \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.08 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.0363 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{As}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,01 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

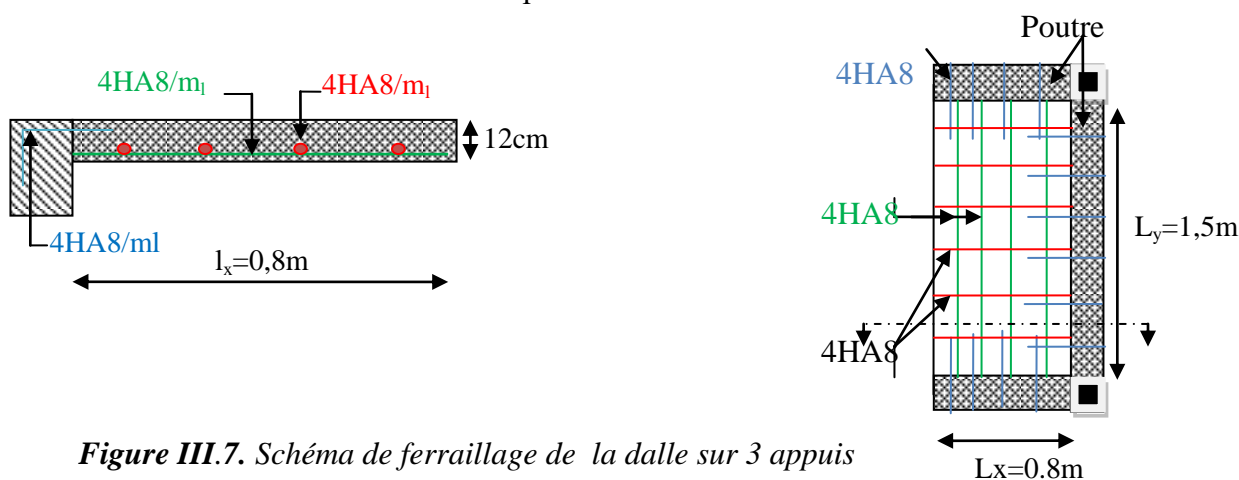


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

- 2^{ème} type : dalle sur quatre appuis

$L_x = 1,3 \text{ m.}$

$L_y = 1,7 \text{ m}$

$\rho = 0,76 > 0,4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$\mu_x = 0,0608$

$\mu_y = 0,5274$

$M_{0x} = \mu_x P l^2 = 0,968 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,51 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments réels :

En travées :

$M_t^x = 0.85 M_x = 0,823 \text{ KN.m.}$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0,433 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = 0,3 M_0^x = 0,29 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0,3 M_0^y = 0,153 \text{ KN.}$$

Tableau III.31. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	0,823	$4,96 \cdot 10^{-4}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	0,1	0,202	1,07	2,01=4HA8	25
Y	0,433	$2,64 \cdot 10^{-3}$	$3,3 \cdot 10^{-3}$	0,1	0,11	0,96	2,01=4HA8	25
En appui								
X	0,29	$1,76 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-3}$	0,1	0,072		4,8=4HA8	25

A l'ELU :

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9,4185 \times 1,3}{2} \times \frac{1,7^4}{1,3^4 + 1,7^4} = 4,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{4,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,0456 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5,31 + 1.5) = 6,81 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0672$$

$$\mu_y = 0,6580$$

$$M_0^x = 0,773 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,433 \text{ KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Calcul de y :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$y = 2,17 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} (2,17)^3 + 15(2,01) (2,17-10)^2 = 2189,07 \text{ cm}^2$$

$\sigma_{bc} = (0,66 \times 10^{-3} \times 0,0217) / (2189,07 \times 10^{-8}) = 6,54 \times 10^{-4} \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ pas de risque de fissuration du béton.

• **Vérification de σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 0,66 \times 10^{-3} \times (0,1 - 0,0217)] / 2189,07 \times 10^{-8} = 35,41 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Fissuration}$$

Nuisible

Avec : $\eta = 1,6$

$\sigma_{bc} < \sigma_s \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **La flèche :**

• $\frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0,09 > 0,0375 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

• $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow 0,09 > 0,0427 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

• $\frac{A_s}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 2,01 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$ Vérifiée

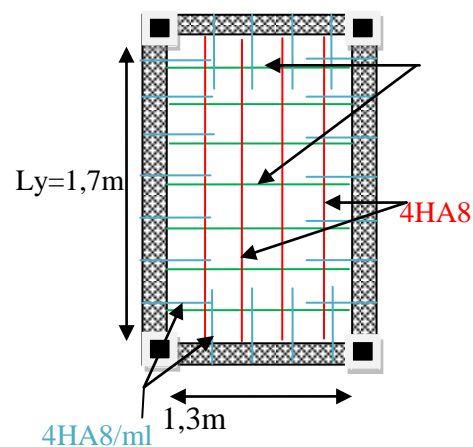
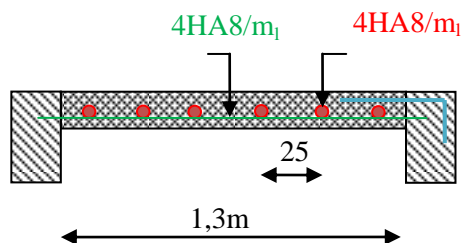


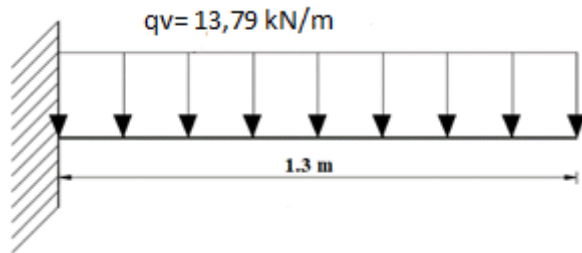
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

II.5. Etude des escaliers:

✓ Volée 1

Calcul à l'ELU :

$$G_v = 7,44 \text{ KN/m}^2 ; Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



Les charges qui reviennent sur la volée :

$$M_U = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{13.79 \times 1.3^2}{2} = -11.65 \text{ KN.m}$$

$$M_S = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{9.94 \times 1.3^2}{2} = -8.4 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times 1.3 = 17.92 \text{ KN}$$

$$V_s = q_s \times 1.3 = 12.92 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

Ferraillage longitudinale :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 Résultats des ferraillages de la volée 1 d'étage courant

Zone	Mu (KNm)	μbu	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadoptée (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	-11.65	0.04	0.062	0.126	2.64	1.56	4HA10=3.14	25

Calcul des armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{17.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.149 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot f_c 28 / \gamma_b = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.149 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.6 \text{ MPA} \quad \text{Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc on aura pas besoin des armatures transversales.

Vérification des espacements: on a FPN donc :

Sens principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens secondaire:

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

Calcul à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifié que :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 34 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I× 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	-8.4	2.92	4713.128	4.97	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

- 1) $\frac{e}{L} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}) \Rightarrow 0.107 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Les conditions sont satisfaites donc pas besoin de vérifier la flèche.

❖ Schéma de ferrailage

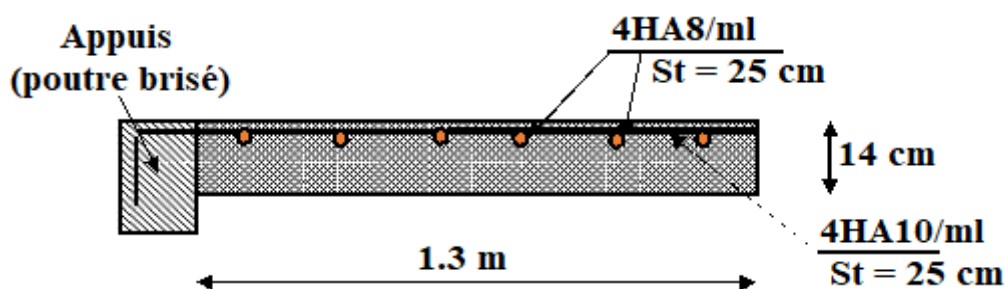


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant volée 1.

➤ Calcul de l'escalier partie2 (étage courant et sous-sol)

- Calcul des sollicitations :

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A=44,98 \text{ KN} \quad R_B=27,17 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.35. Tableau de ferrailage de l'escalier (partie 2)

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm^2 /ml)	A_{min} (cm^2 /ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 /ml)	S_t (cm)
En Travée	32,18	0,134	0,181	0,120	7,67	1,569	5HA14=7,7	25
En appui	6,03	0,025	0,031	0,13	1,33	1,569	4HA10=3,14	25

Vérification à l'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V= 29,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{29,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,229 < \bar{\tau}_u \text{ adm} \Rightarrow \text{Donc on n'a pas besoin d'armateurs transversaux}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 0,192 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit: 4HA8=2,01 cm^2/ml ; $s_t=33,33 \text{ cm}$

En appuis: $A_{ra} \geq \frac{A_t}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit: 4HA8=2,01 cm^2/ml ; $s_t=33 \text{ cm}$

- Vérification des espacements : on a FPN donc :

Sens principal :

En travée: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS**

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 7,44 + 2.5 = 9,94 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée								
32,71	19,51	23,16	17,37	4,44	11380,7	9,04	15	vérifiée
En appui								
32,71	19,51	23,16	11,58	3,05	5608,7	6,29	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0X}}\right) \Rightarrow \frac{15}{440} = 0,034 < 0,085 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est: $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 8,8 \text{ cm}$

Tableau III.37. Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4,4	3,14	12,3	14,5	19,68	5608,7	188924,8
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3,05	57401	49246	39739	101464	2,78	8,8

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. Etude de la Poutre palière

La poutre palière est un élément soumis à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à de la torsion qui est due à la charge transmise par l'escalier

III.4.1. Calcul de la poutre palière

Dimensionnement

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

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

palière

$$1 \leq h/b \leq 4.0$$

$$\text{On a : } \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

On prend : $h_p = 30 \text{ cm}$ et $b_p = 30 \text{ cm}$ → Toutes Les conditions sont vérifiées

➤ Le chargement :

Poids propre de la poutre palière : $0,3^2 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

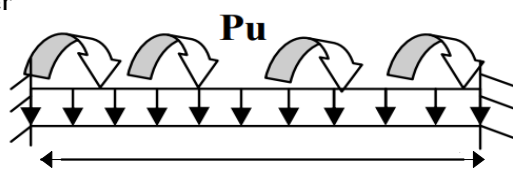


Figure III.10. Schéma statique de la poutre palière

• Les réactions :

ELU: $R_B=27,17\text{KN/ml}$

ELS : $R_B =19,51 \text{ KN/m}$

$q_u= 1.35g_0+R_B$

$q_u=30.21\text{KN/m}$

$q_v=g_0+R_B$

$q_v=21,76\text{KN/m}$

• Les sollicitations :

1) A L'ELU :

$M_{tu}= 0,85 \frac{qu \cdot l^2}{24} = 17,7 \text{ KN.m}$

$M_{au}= -0,5 \frac{qu \cdot l^2}{12} = -18,28 \text{ KN.m}$

$V_u= \frac{qu \cdot l}{2} = 56,64 \text{ KN}$

2) AL'ELS:

$M_{ts}= 10,84\text{KN .m}$

$M_{as}= -12,75\text{KN .m}$

$V_s = 40,8 \text{ KN}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple donc les résultats sont résumés sous forme d'un tableau :

Tableau III.38.Ferrailage de la poutre palier

	M (KN.m)	U_{bu}	A	Z(m)	Acal (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadpt (cm^2)
Travée	17,7	0,053	0,068	0,272	1,86	4,5	3HA14=4,62
Appuis	-18,28	0,054	0,07	0,272	1,93	4,52	3HA14=4,62

• Les vérifications au cisaillement :

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{56,64 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,67 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Les armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_t \geq V_u - \left(\frac{Ma}{f_e / \gamma_s} \right) \rightarrow 2,01 \geq 56,64 \times 10^{-3} - \left(\frac{17,7 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,28}{400 / 1,15} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$A_t \geq 1,6$ Donc la condition est vérifiée, il n'y a pas risque de cisaillement.

Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq 25,2\text{cm}$$

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

Les armatures transversales à la flexion :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq b \times s_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 \times f_e} \rightarrow 0,056 > 0,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui alors :

$$M^{tor} = - Ma * l/2 = -11,31 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : aire du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

Al : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{tu} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{11,31 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 2,6 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales à la torsion :

$$A_l = \frac{M^{tor} \cdot s_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{11,31 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u^{tot} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tu}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{11,31 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 1,81 \text{ MPa} ; \quad \tau_u^{flexion} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{\tau_u^{tor}^2 + \tau_u^{flexion}^2} = 1,93 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

Tableau.III.39 .Vérification des états limites de compression du béton

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Entravée	10.84	9,2	31750	3.14	15	Vérifiée
Enappui	-12.75	9,2	31750	3,7	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) l \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,4 \text{ m} \geq \max\left[\frac{1}{16}, \frac{10,84}{10 \times 38,25}\right] 3,75 \text{ m} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{4,52}{30 \times 28} = 5,38 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

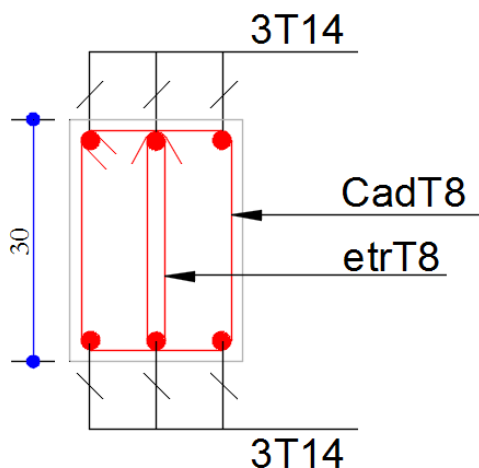


Figure. III.11.Schéma de Ferrailage poutre palier

III.7. Calcul de la poutre de chaînages**III.7.1. Définition :**

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

$$\text{Exigences du RPA99/2003: } \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

$$\text{Soit: } h=30 \text{ cm, } b=30 \text{ cm} \quad ;$$

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$G_{mur} = 2,76(2,89 - 0,3) = 7,14 \text{ KN/m}$$

Combinaison de Charge:

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times (2,25 + 7,14) = 12,68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (2,25 + 7,14) = 9,39 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des moments :**

L'ELU :

$$M_u = (12,68 \times 3,4^2) / 8 = 18,32 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -0,4 \times M_u = -7,32 \text{ KN.m}$$

$$V = (12,68 \times 3,4) / 2 = 21,55 \text{ KN}$$

L'ELS:

$$M_s = (9,39 \times 3,4^2) / 8 = 13,56 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = -0,4 \times M_s = -5,42 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**En travée :**

$$M_t^u = 0,85 \times M_u = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0,85 \times M_s = 11,52 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^u = -0,4 \times M_u = -7,32 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,4 \times M_s = -5,42 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage à l'ELU :**Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau.III.7.

Tableau III.40. calcul des armatures poutre de chaînage

Position	M(K N.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{ca} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
Entravée	15,57	0,046	0,058	0,273	1,614	1,014	2HA12=2,26
Enappui	7,32	0,023	0,029	0,267	0,778	1,014	2HA12=2,26

➤ Vérifications à ELU :

- Vérification de l'effort tranchant CBA93(ArtA.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,2623 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_t\right) \Leftrightarrow \text{un cadre HA8} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01 \text{cm}^2.$$

L'espace: d'après(CBA art A.5.1.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times h} \Rightarrow S_t \leq 33,67 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \end{array} \right.$$

D'après l'article 9.3.3, RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm})$. on prend $S_t = 15\text{cm}$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

Tableau III.41. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage

position	M_{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	11,37	18378	6,69	4,2729	15
En appui	5,352	18378	6,69	1,5081	15

- Évaluation de la flèche CBA 93(Article B.6.5.1):

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche de vient nécessaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,4} = 0,088 \geq 1/16 = 0,06 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/l = 0,3/3,4 \geq M_t / (10M_0) = 0,085 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ A/(b \times d) = 2,79 \times [10]^{-3} \leq 4,2/f_e = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

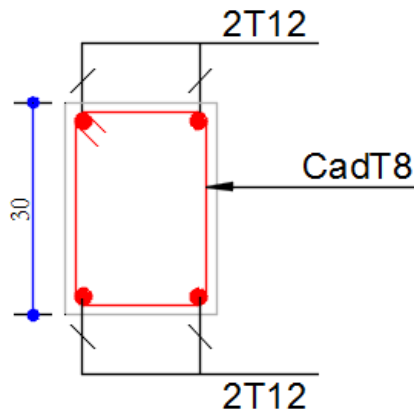


Figure III. 12 Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

III.8. Etude de l'ascenseur :

III.8.1 Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes

et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Il 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 étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 230 cm

l : Largeur de l'ascenseur = 180 cm

F_C : Charge due à la cuvette = 145 kN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 43 kN

La charge nominale est de 500 kg

La vitesse $V = 0.63 \text{ m/s}$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

1)- Dalle de la machine (local).

2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ kN}$$

III.8.2. Etude de la dalle de salle machine (local) :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$(u \times v)$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

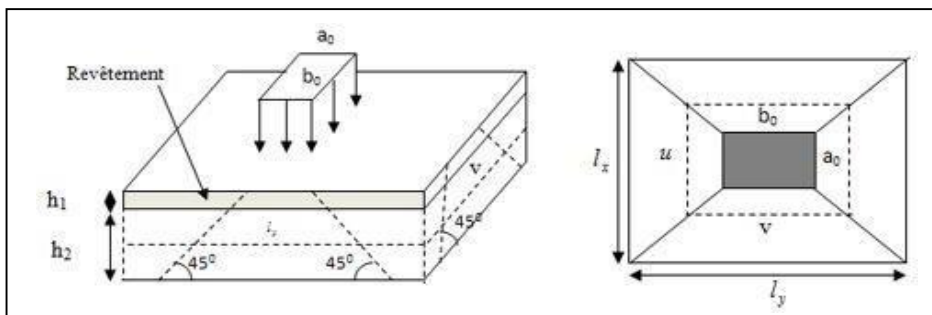


Figure III.13. Schémas représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases}$$

On a une vitesse $V=0.63m/s \Rightarrow$

$$\begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2\xi \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2\xi \times 5 = 105cm \end{cases}$$

Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M^{x1} et M^{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} Sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91.

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2)

M^1 et M^2 : donnés par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 \frac{U}{l_x} = 0,77 \frac{V}{l_y} = 0,6$$

D'où :

$$\begin{cases} M^1 = 0,073 \\ M^2 = 0,059 \end{cases}$$

• **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$$q_u = 1,35 \times P \Rightarrow q_u = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \begin{matrix} M_{x1} = 6,21 \\ M_{y1} = 5,08 \end{matrix}$$

M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,77 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

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

$$G_2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,9 \\ M_{y2} = 0,49 \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,11 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,57 \end{cases}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$ ($d_x = 13 \text{ cm}$; $d_y = 11,8 \text{ cm}$).

$$M^{tx} = 0,85 \times M_x = 6,04 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M_y = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M_x = -2,844 \text{ KN}$$

$$M^{ay} = -2,228 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.42.Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie

position	M _t (K N.m)	M _a (KN.m)	A ^t calculé (cm ² /ml)	A ^a calculé (cm ² /ml)	A ^t adopté (cm ² /ml)	A ^a adopté (cm ² /ml)
Sensx-x'	6,04	2,884	1,47	0,685	4T10=3.14	4T8=2.01
Sensy-y'	4,73	2,228	1,25	0,585	4T10=3.14	4T8=2.01

Vérifications à 'ELU :

Condition de non fragilité :

Pour $e \geq 12, \rho \geq 0.4, f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times h \Rightarrow A_{\min} = 1,338 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y\min} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} \leq A_t \text{ Donconferrailleavec } A_t \text{ calculé}$$

Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85.05 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 85.05 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 27 \text{ KN} \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.225 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Calcul à l'ELS :

✓ Les moments en gendres par le système de le vage sont:

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$M_{x1} = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4,64 \text{ KN.m}$$

✓ Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0661 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,06710 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0,72$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,48$$

✓ La Superposition des Moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -2,048 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,35 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.43. Contraintes sur la dalle d'ascenseur

Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Travées(x)	5,15	4713,13	2,92	3,19	15	148,82	201,63
Travées(y)	4,35	4713,13	2,92	2,69	15	125,71	201,63

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{8,57}{20 \times 10,08}\right] = 0,042 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,39}{100 \times 13} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

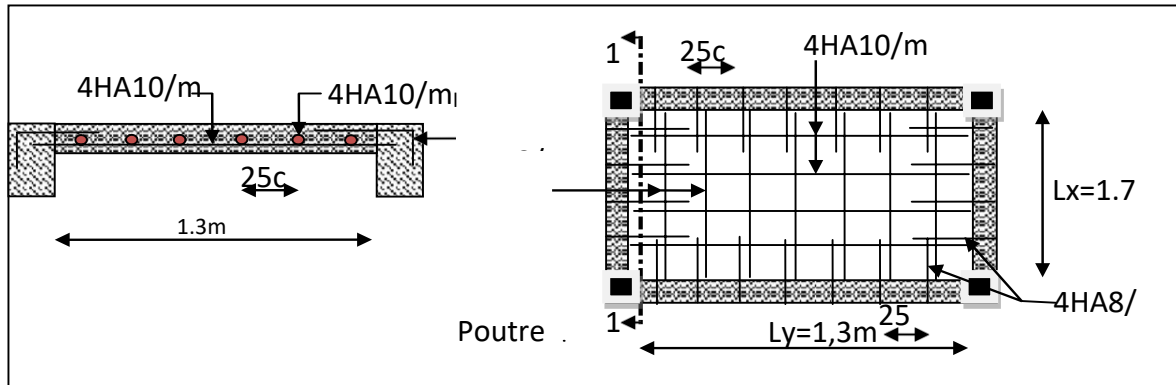


Figure III.14. Schéma de ferrailage dalle pleine du locale machinerie
 III.8.3 Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (135×175 et h=15cm)

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé}$$

$$G_2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2 \text{ Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$\text{Poids propre de l'ascenseur : } G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2,3625} = 61,37 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 5 + 61,37 = 66,37 \text{ KN/m}^2.$$

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

- Evaluation des moments à l'ELU :

Calcul des sollicitations

$$q_u = (1,35 \times G_{\text{totale}} + 1,5Q) \times 1 = 91,1 \text{ KN/m}$$

$\rho = 0,77 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \dots \dots \dots \text{ L'annexe 1.} \end{array} \right.$$

- Évaluation des moments à l'ELU :

Calcul des sollicitations

$$\text{Sens } x - x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y - y' : M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 5,38 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels :**

Entravée :

$$M^x = 0,85 \times M^x = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 0,85 \times M^y = 4,57 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 3,95 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = 0,4 \times M^y = 2,15 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.44. Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Position		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	Xx	8,4	0.041	0.052	0,117	2.05	4HA10=3.14
	Yy	4,57	0.026	0.034	0,108	1.21	4HA10=3.14
Appui	Xx	3,95	0.019	0.024	0,118	0.95	4HA10=3.14
	yy	2,15	0.012	0.015	0,109	0.56	4HA10=3.14

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{Poure} \geq 12, \rho \geq 0.4, f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{xmin} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times h \Rightarrow A_{min} = 1,338 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{ymin} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} \leq A_t \text{ Donconferrailleavec } A_t$$

Vérification à l'ELS :

$$Q_{ser} = G + Q = 66,37 + 1 = 67,37 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l^2 \Rightarrow M_0^x = 8,11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,44 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 6,89 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 4,62 \text{KN.m}$$

Tableau.III.45.Vérification des contraintes dans le béton

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} MPa)
Travées(x)	6,89	4713,13	2,92	4.26	15	133.50	201.63
Travées(y)	4,62	3898,63	2,78	3.29	15	146.11	201.63

a) Vérification de la flèche :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{8,57}{20 \times 10,08}\right] = 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,39}{100 \times 13} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

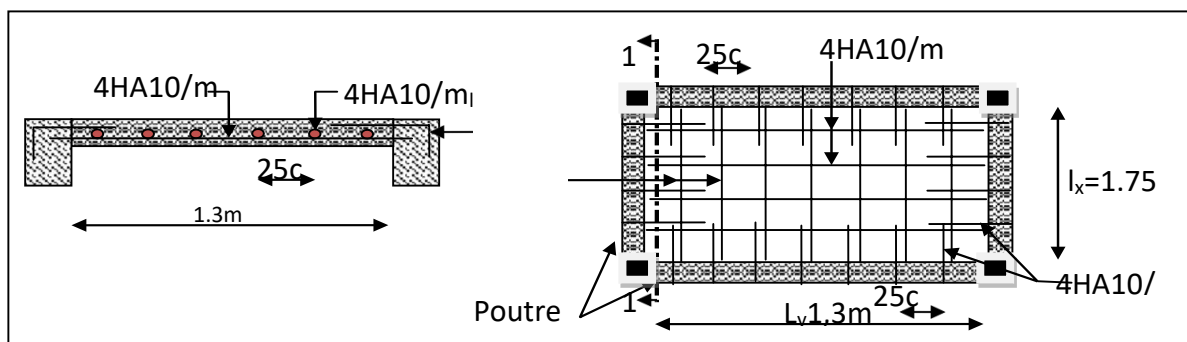


Figure III.15 Ferrailage de la dalle

III.9.Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastree à sa base ,due aux charges suivantes :

Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Une force latérale due à l'effet sismique F_p .

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1ml.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable ans ce cas

le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

• **Hypothèse de calcul**

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

✓ **Evaluation des charges et surcharges**

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2 = 0,0985$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

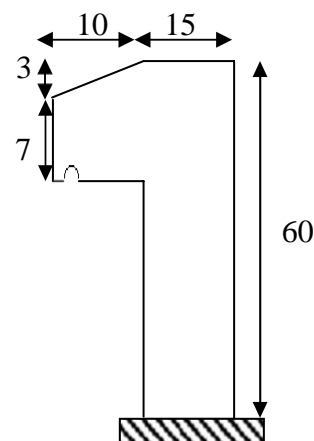


Figure.III.16. Coupe transversale de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Charge verticale :

Tableau III.46. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

• **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

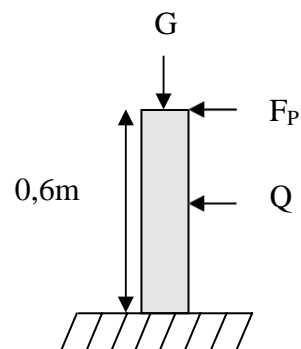


Figure III.17 les sollicitations de l'acrotère

Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0,213m \\ Y_G = 0,284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0,284 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3575KN.m \end{cases}$$

Tableau III.47. Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère

Combinaison	ELU	ELU accidentel	ELS
Sollicitation	1,35G+1,5Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN. m)	0.9575	0.90	0.6

• Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9575}{2.6225} = 0,365 \\ e_0 &> \frac{h}{6} \Rightarrow \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,15}{6} = 0,025 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{la Section partiellement comprimée}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 \quad \text{avec :}$$

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

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

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

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

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$

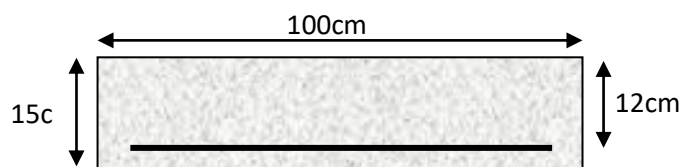


Figure. III.18. Section à ferrailer.

III.7.2 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27cm^2$$

Vérification à l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 KN.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 MPa .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 MPa) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) MPa = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.0187 MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

• **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales } St \leq \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm: On adopte } St = 30 \text{ cm} \\ \text{Armatures de répartition } St \leq \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm: On adopte } St = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Vérification de l'adhérence :

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; \quad y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère

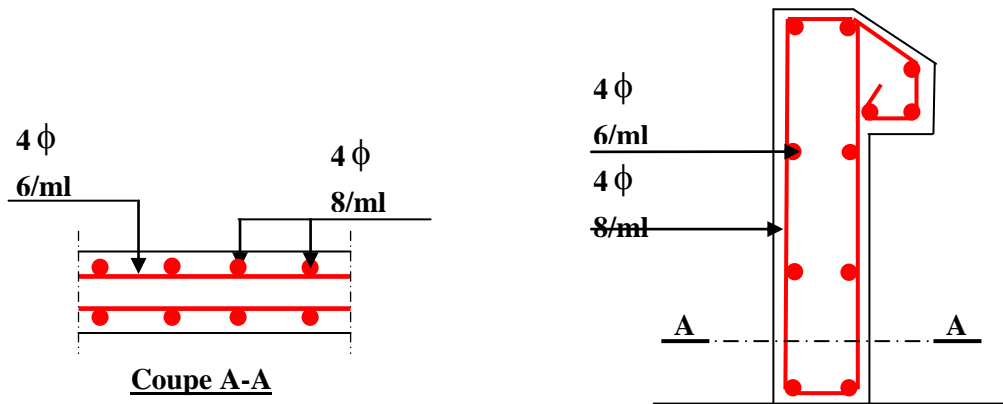


Figure.III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV

VI.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des changements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

➤ **Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2. Le choix de la Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois principales méthodes:

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

➤ **Méthode statique équivalente :**

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe :**

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe:**

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).

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

Tel que :

A: Coefficient d'accélération de la zone.

D: Facteur d'amplification dynamique moyen.

W: Poids total de la structure

R: Coefficient de comportement de la structure

Q: Facteur de qualité.

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

{ Groupe d'usage (2)

{ Zone sismique (IIa)

$$\Rightarrow A = 0.15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portique voiles avec justification de l'interaction, donc = 5.

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

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

Les observés ou non valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1

(le calcul se fait dans les deux sens)

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

"Critère q"	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Non	0.05
2-Redondance en plan	oui	0	Non	0.05
3-Régularité en plan	oui	0	oui	0
4-Régularité en elevation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité des exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 1,05$$

$$Q_y = 1,15$$

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires à la structure est de 30898,73 KN.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

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

Le poids de la structure est :

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

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante:

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

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:

$$\xi = 10D \text{ où } : \eta = 0,763$$

On a un site meuble (S3) donc $\begin{cases} T1=0.15s \\ T2=0.5s \end{cases}$

Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version 2003 suivantes

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = \frac{0,09 h_N}{L_{x,y}} \end{cases}$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure $h_N = 32,73m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, (tableau 4.6 du RPA99/2003).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0,05 \times (32,73)^{3/4} = 0,684s \dots \dots \dots (I)$$

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

$$L_x = 26,60m; \quad L_y = 17,05m.$$

Calcul de la période suivant l'axe longitudinal(x) :

$$T_x = \frac{0,09 \times 32,73}{\sqrt{26,6}} = 0,571s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable: $T_x = \min (0,571, 0,684) \rightarrow T_x = 0,571s$

Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0,09 \times 32,73}{\sqrt{17,05}} = 0,713s \dots\dots\dots(III)$$

Entre(I) et(III) on prend le minimum défavorable : $T_y = \min(0.713, 0.684) \rightarrow T_y = 0,684s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_y = \begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.571 \Rightarrow T_x = 0.74s \\ 1.3 \times 0.684 \Rightarrow T_y = 0.89s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens : $D = \begin{cases} D_x = 1,746 \\ D_y = 1,548 \end{cases}$

a) La force sismique totale à la base de la structure es :t

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_x = 1699,4 \text{ KN}$$

$$V_y = 1650,17 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.2.2.1. Principe :

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrés pour chaque mode et d'établir ainsi un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

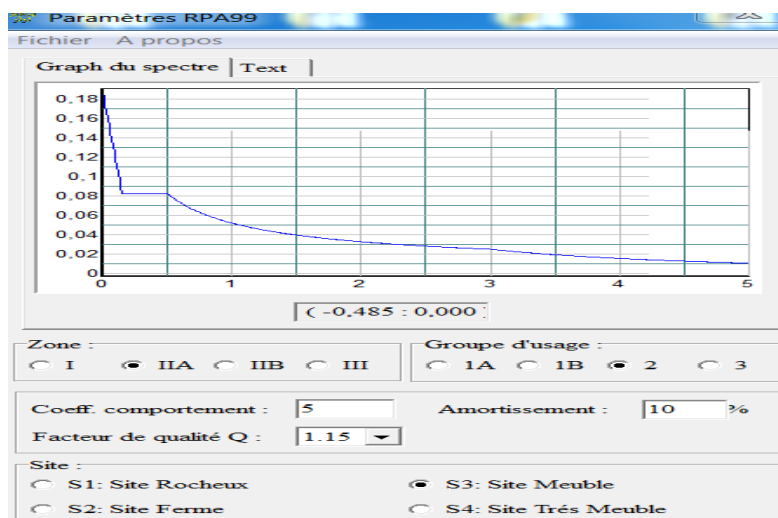


Figure.IV.1 spectre de repense selon Y

➤ La disposition des voiles de contreventement

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2

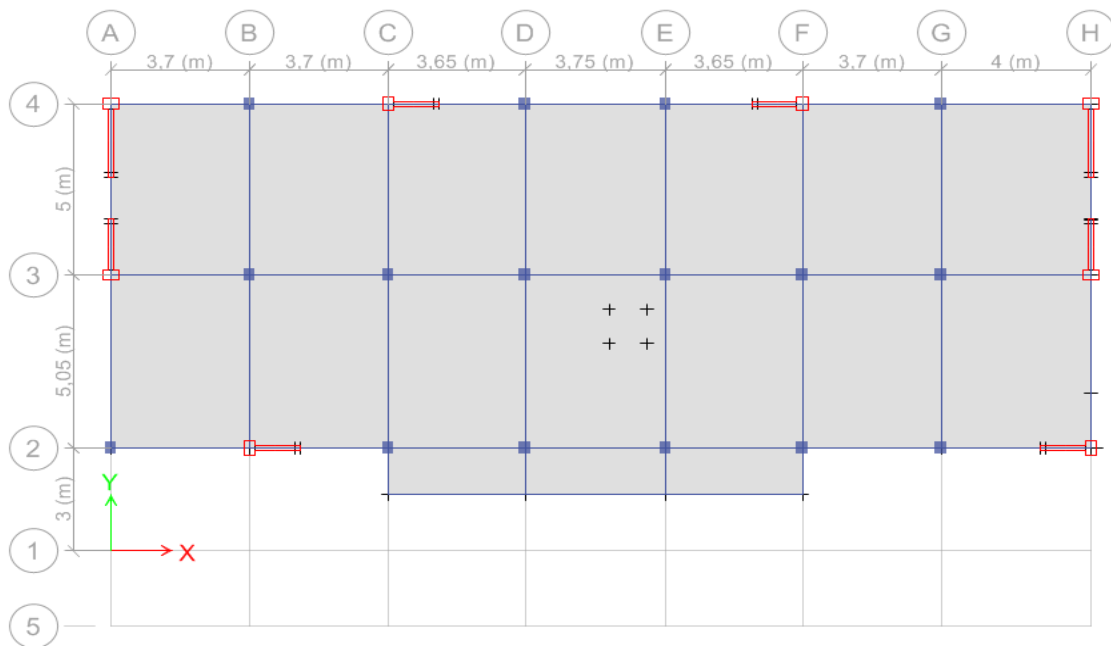


Figure IV .2. La disposition des voiles

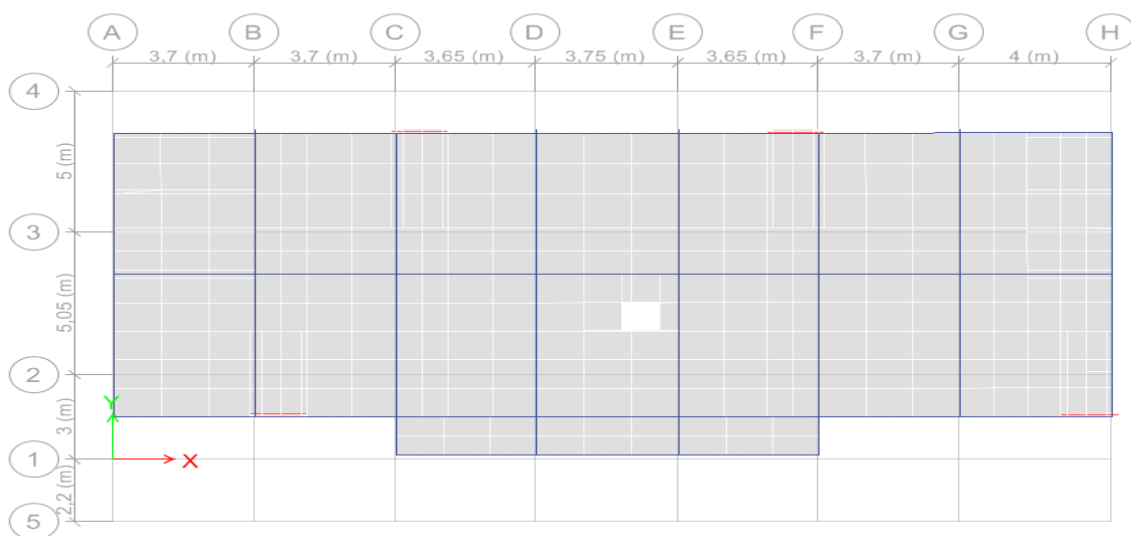


Figure IV .31^{er} mode de déformation (translation suivant y-y)

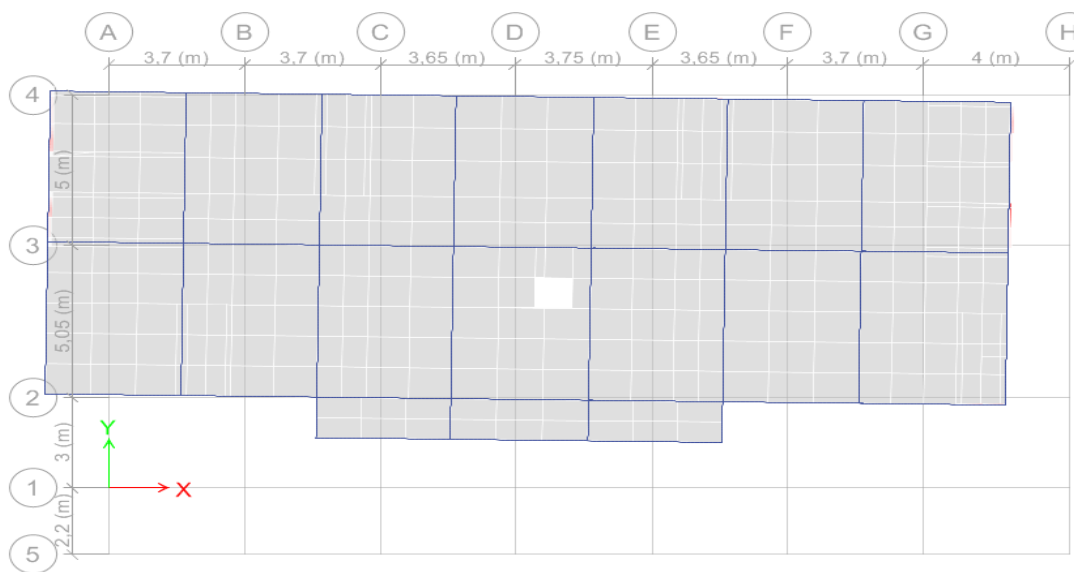


Figure IV.3 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

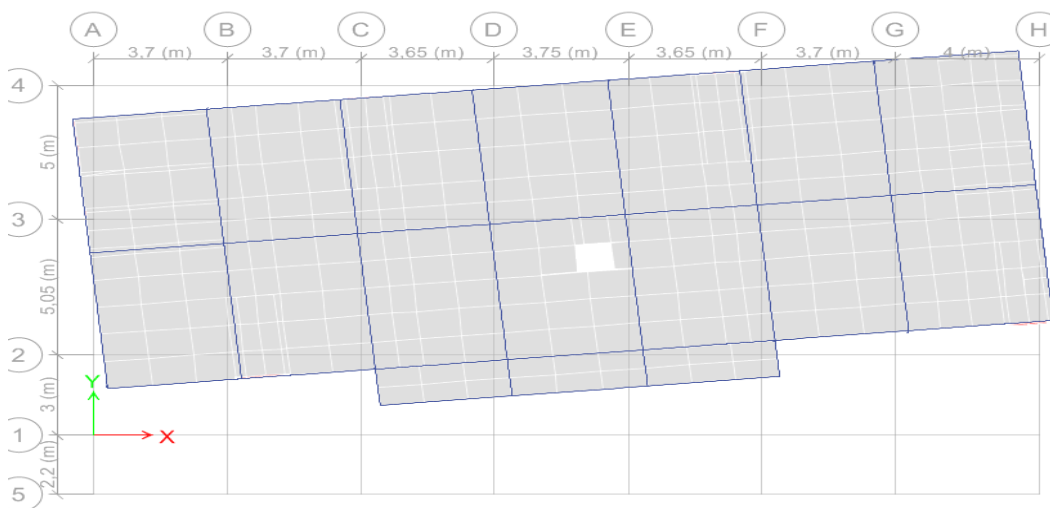


Figure IV.4 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

IV.3. Les Vérifications exigés par le RPA99/2003

IV.3.1. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique et celui qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique

Mode	Period [sec]	(% de la Masse modal		(% Cumulé de la masse modale	
		Suivant x(U _x)	Suivant y(U _y)	Suivant x(U _x)	Suivant y(U _y)
1	0,882	0,0009	0,7223	0,0009	0,7223
2	0,863	0,7465	0,0158	0,7632	0,727

3	0,67	0,0011	$1,19 \times 10^{-5}$	0,7643	0,727
4	0,298	0,1103	0,0001	0,8747	0,7271
5	0,295	0,0001	0,1441	0,8748	0,8712
6	0,194	$1,619 \times 10^{-5}$	$4,61 \times 10^{-5}$	0,8748	0,8713
7	0,169	0,0459	$6,04 \times 10^{-6}$	0,9207	0,8713
8	0,137	$3,471 \times 10^{-6}$	0,0481	0,9207	0,9193
9	0,11	0,0265	0,0001	0,9472	0,9193

Interprétation des résultats

Ce modèle présente une période fondamentale :

$$\left. \begin{aligned} T_x &= 0,863s \\ T_y &= 0,882s \end{aligned} \right\}$$

IV.3.2. Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.3.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

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

Etages	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	-28955,9184	-6233,6461	82,28%	17,71%

VI.3.2.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%. \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

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

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (kN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	1049,3284	449,4379	69,95	30,05	698,7987	669,737	51,06	48,94
Etage 1	1052,253	406,9868	72,11	27,89	572,2755	760,695	42,93	57,07
Etage 2	1118,848	269,3872	80,59	19,41	586,1501	654,0651	47,26	52,74
Etage 3	982,9448	308,7209	76,10	23,90	536,9249	611,9128	46,74	53,26

Etage 4	966,6823	210,765	82,10	17,90	552,6435	492,4837	52,88	47,12
Etage 5	772,4313	265,3843	74,43	25,57	469,2356	465,3951	50,21	49,79
Etage 6	717,4168	168,7175	80,96	19,04	463,2257	344,8542	57,32	42,68
Etage 7	499,8591	199,3089	71,49	28,51	361,7536	295,7954	55,02	44,98
Etage 8	398,8591	96,6303	80,48	19,52	322,8751	168,6416	65,69	34,31
Etage 9	219,3284	90,4379	70,80	29,20	255,4624	118,9241	68,23	31,77

Interprétation des résultats: Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles portiques est vérifiée sous chargement horizontal et vertical,

IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version 2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieur à 80%. Ce rapport est résumé dans le tableau suivant

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	Observation
X-X	1359,53	1359,52	Vérifiée
Y-Y	1320,13	1320,12	Vérifiée

Remarque: Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Interprétation des résultats: La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version 2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige quel déplacement relatif soit inférieur à 1% de la Hauteur de l'étage, C.à.d.: $\Delta_k < 1\% \times h_e$;

Avec: h_e la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Sens XX						Sens YY				
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	$\delta_{k(cm)}$	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k %	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k %
RDC	323	0,0474	0,237	0	0,24	0,082	0,0472	0,236	0	0,24	0,082

Etage 1	289,0	0,2052	1,026	0,237	0,79	0,273	0,1906	0,953	0,236	0,72	0,248
Etage 2	289,0	0,4018	2,009	1,026	0,98	0,340	0,3732	1,866	0,953	0,91	0,316
Etage 3	289,0	0,6122	3,061	2,009	1,05	0,364	0,5802	2,901	1,866	1,04	0,358
Etage 4	289,0	0,8267	4,1335	3,061	1,07	0,371	0,8029	4,015	2,901	1,11	0,385
Etage 5	289,0	1,027	5,135	4,1335	1,00	0,347	1,0294	5,147	4,014	1,13	0,392
Etage 6	306,0	1,219	6,095	5,135	0,96	0,314	1,2556	6,278	5,147	1,13	0,391
Etage 7	289,0	1,3863	6,9315	6,095	0,84	0,289	1,4874	7,437	6,278	1,16	0,401
Etage 8	289,0	1,5375	7,6875	6,9315	0,76	0,262	1,6814	8,407	7,437	0,97	0,336
Etage 9	289,0	1,6569	8,2845	7,6875	0,60	0,207	1,8697	9,349	8,407	0,94	0,326

Tableau IV.6 Vérification des déplacements de niveaux

IV.3.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec : P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau(K)

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

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

Niveau	h _k (m)	P _k (K N)	Sensx-x			Sensy-y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _K	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _K
RDC	323,0	37645,4	0,00	1230,549	0,000	0,00	1751,5849	0,000
01	289,0	34699,4	0,24	1215,0269	0,023	0,24	1485,8856	0,019
02	289,0	31177,0	0,79	1292,2798	0,066	0,72	1304,0101	0,059
03	289,0	27406,9	0,98	1106,9044	0,084	0,91	1261,6608	0,069
04	289,0	23737,7	1,05	1207,2858	0,072	1,04	1119,4339	0,076
05	289,0	20059,5	1,07	934,8866	0,080	1,11	1023,0661	0,076
06	289,0	16475,4	1,00	1022,5648	0,056	1,13	878,3933	0,073
07	289,0	12880,8	0,96	920,0928	0,047	1,13	802,0456	0,063
08	289,0	9287,2	0,84	803,5784	0,033	1,16	560,0019	0,067

09	289,0	5662,3	0,76	740,4626	0,020	0,97	435,7814	0,044
10	289,0	2533,5	0,60	290,0677	0,018	0,94	281,4668	0,029

Interprétation des résultats: On remarque que les valeurs de θ_k inférieures à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut être négligé.

IV.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit

IV.5.4.3 Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{cl}} \leq 0,3 \dots \text{RPA99/Version 2003 (Art:7.4.3.1)}. \text{ L'effort sera vérifié à ELA.}$$

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c: est l'aire (section brute) de cette dernière

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

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
55×60	55	60	3300	2142,56	0,260	<i>Vérifiée</i>
50×55	50	55	2750	1763,72	0,257	<i>Vérifiée</i>
45× 50	45	50	2250	1289,45	0,229	<i>Vérifiée</i>
40× 45	40	45	1800	891,78	0,198	<i>Vérifiée</i>
35× 40	35	40	1400	488,01	0,139	<i>Vérifiée</i>
30×5	30	35	1050	182,85	0,070	<i>Vérifiée</i>

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3, donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.4. Conclusion :

Après plusieurs dispositions qui ont été modélisées on a opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction et toutes les autres exigences de l'étude dynamique selon le **RPA99/VERSION 2003**

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre V

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on va étudier les éléments porteurs (poteaux, poutre et voiles) de cette structure. Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier de ces différents éléments suivit des vérifications nécessaires pour que ces éléments résistent aux combinaisons des différentes actions qui lui seront appliquée.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.1.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant. Leur ferrailage se fait à la flexion composée résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

- | | |
|-----------------|------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ |
| 2) $0.8G+E$ | 5) $G+Q$ |
| 3) $0.8G-E$ | 6) $G+Q+E$ |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables:

- **Les recommandations du RPA 99/2003.....RPA (art7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales :

- $A_{min}=0.8\%$ 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 entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h' .

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

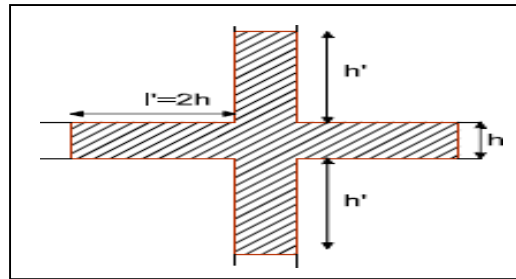


Figure V.1. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau V.1.

Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
s.sol et 1 ^{er} étage	55 x 60	26.4	132	198
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50 x 55	22	110	168
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 x 50	18	90	135
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40 x 45	14.4	72	108
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35 x 40	11.2	56	84
9 ^{ème} étage	30 x 35	8.4	42	63

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$
Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimums
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.1 : Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Etabs qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique

Tableau V.2: Sollicitations dans les différents poteaux

Section	<i>Nmax</i>	<i>Mcor</i>	<i>Nmin</i>	<i>Mcor</i>	<i>Mmax</i>	<i>Ncor</i>	V_u (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
55×60	2405,1149	56,8661	-14,1522	1,0699	153,1213	1390,3234	90,567
50×55	2018,3128	47,7942	214,8028	22,9177	98,7722	1299,1174	89,6503
45×50	1500,1235	3,0248	159,9423	28,3048	86,4681	732,4773	45,1623
40×45	1071,8123	2,4757	97,7365	26,9303	72,3891	535,3699	35,9878
35×40	652,2541	2,9129	23,7814	33,2784	55,6655	192,4961	7,7747
30×35	236,5186	2,7873	22,3069	30,5562	50,6269	95,7092	33,2649

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1 : Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcul et les autres seront récapitulés dans un tableau

Exemple de calcul

Soit le poteau de RDC (55×60) cm^2 :

$b=55\text{cm}$; $h=60\text{cm}$; $e=2\text{cm}$ D'où: $d'=58\text{cm}$.

Situations courantes : $\gamma_b=1,5$ et $\gamma_s=1,15$ donc

$f_{bu}=14,2\text{Mpa}$.

Situations accidentelles: $\gamma_b=1,15$ et $\gamma_s=1$ donc $f_{bu}=18,48$

Mpa.

➤ 1^{ère} combinaison $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$N_{\max} = 2405,1149 \text{ KN}$ (compression)

$M_c = 56.8661 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.023 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow N$ (compressions) et **C** à l'intérieur de la section

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

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

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$M_{UA} = 0.6454 \text{ MN.m}$

$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,5317 \text{ MN.m}$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.02) \times 0,55 \times 0.6 \times 14,2 = 0,8716 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.6454 \leq 1,13 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,246 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.358 \\ z = 0.496 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 37,3 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -23.1 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow$ On n'a pas besoin de l'acier le béton seul suffit

$$A_{\min} = (0,23 bd f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A, A_{\min}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} combinaison $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\max} = -14,1522 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 1,0699 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,075 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m} \Rightarrow N \text{ (tractions) et } C \text{ à l'intérieur de la section}$$

\Rightarrow Section entièrement tendue

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \rightarrow e_1 = 0,355 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 0,205 \text{ m}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 26,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A_1, A_2, A_{\min}) = 26,4 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{ème} combinaison $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$**

Le calcul se fait à la flexion composée (N+M) avec les données suivantes :

$$M_{\max} = 153,1213 \text{ KN (compression)}$$

$$N_c = 1390,3234 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,110 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

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

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 0,5424 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,2362 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,02) \times 0,55 \times 0,6 \times 18,47 \\ = 1,13 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0,5424 \leq 1,134 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,158 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.217 \\ z = 0,529 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 29,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -10,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\min}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{adoptée} (cm ²)
S-sol et Rdc	55x60	S.P.C	ELU	-23,1	3.85	26,4	4HA20+8HA16 =28.65
		S.E.T	ELA	0,26	3.85		
		S.P.C	ELA	-10.49	3.85		
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50x55	S.P.C	ELU	-22.24	3.19	22	8HA16+4HA14 =24,88
		S.P.C	ELA	-1.65	3.19		
		S.P.C	ELA	-10,15	3.19		
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45x50	S.P.C	ELU	-18.96	2.60	18	4HA16+8HA14 =20,36
		S.P.C	ELA	-0,54	2.60		
		S.P.C	ELA	-4	2.60		
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40x45	S.P.C	ELU	-13.92	2.07	14.4	8HA14+4HA12 =16.84
		S.P.C	ELA	5.57	2.07		
		S.P.C	ELA	-1,97	2.07		
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35x40	S.P.C	ELU	-8,72	1.60	11.2	12HA12=13.57
		S.P.C	ELA	1,92	1.60		
		S.P.C	ELA	1,44	1.60		
9 ^{ème} étage	30x35	S.P.C	ELU	-3,2	1.19	8.4	8HA12=9.05

V.2.2.2. Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le sous-sol (55*60)
Et le reste sera récapitulé dans le tableau

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm}, \quad h_e = 3,23 \text{ m}, \quad V = 90.567 \text{ KN}, \quad \phi_1^{\min} = 16 \text{ mm}$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec } l_0 : \text{ hauteur libre de l'étage.}$$

$$l_f = 2,261 \text{ m} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} = 3,76$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

Tableau.V.4 armature transversales des poteaux

Section	\varnothing_t^{min}	V_{max} (KN)	$t_{courante}$ (Cm)	A_t^{nodale} (Cm ²)	λ_g	$A_t^{courant}$	A_t^{nodal}	$A_{t,nodale}^{min}$ (Cm ²)	$A_{t,courant}^{min}$ (Cm ²)	$A_{t,nodale}^{adopte}$	$A_{t,courant}^{adopte}$
55x60	1,6	90,567	15	10	3.76	2,12	1,41	3,94	5,92	8HA8= 4,02	8HA10= 6,28
50x55	1,4	89,650	15	10	3.67	2,29	1,52	3,17	4,75	8HA8= 4,02	8HA10= 6,28
45x50	1,4	45,162	15	10	4,04	1,27	0,84	2,39	3,59	6HA10= 3,02	6HA10= 4,71
40x45	1,2	35,987	15	10	4,49	1,12	0,75	1,62	2,43	6HA8= 3,02	6HA8= 3,02
35x40	1,2	7,774	15	10	5,05	0,18	0,12	1,2	1,8	6HA8= 3,02	6HA8= 3,02
30x35	1,2	33,264	15	10	5,78	1,34	0,59	1,05	1,57	6HA8= 3,02	6HA8= 3,02

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 2,12\text{cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 1.41\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 5,92 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 3,94\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus

V.2.4.1. Vérification au flambement:

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

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 II. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

Niveaux	section	Nu (KN)	I _f (m)	i	λ	α	B _r ≥ B _r ^{calc} (m ²)		Observation
							B _r	B _r ^{calc}	
S-sol et RDC	55×60	2405,114	2,261	0,173	13,06	0,83	0,307	0,125	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	2018,312	2,023	0,158	12,80	0,827	0,254	0,105	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 × 50	1500,123	2,023	0,144	14,05	0,823	0,206	0,079	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×45	1071,812	2,023	0,129	15,68	0,817	0,163	0,057	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×40	652,254	2,023	0,115	17,59	0,809	0,125	0,035	Vérifiée
9 ^{ème} étage	30×35	236,518	2,023	0,100	20,23	0,796	0,092	0,013	Vérifiée

Remarque

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

1) **Vérification des contraintes :**

- Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y-d') - A(d-y)]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) Art B.6.3 BAEL91

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

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

Tableau V.6 Vérification des contraintes de béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	Type de Section	C(m)	P(m)	q(m ³)	μ _t (cm ³)	σ _{bc} MPa	σ _{sc} MPa	Observation
Sous-sol rdc	55×60	1648,2	54,36	SPC	0,33	-0,22	-0,1	0,27	5,9	86,9	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	1138,48	42,46	SPC	0,31	-0,2	-0,08	0,21	4,7	70,1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 ×50	773,59	40,19	SPC	0,3	-0,21	-0,06	0,18	3,7	54,3	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×45	432,80	37,32	SPC	0,31	-0,25	-0,06	0,17	2,2	32,7	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×40	114,74	33,7	SPC	0,49	-0,76	-0,24	-0,003	2,5	28,8	vérifiée
9 ^{ème} étage	30×35	70,186	36,99	SPC	0,46	-0,6	-0,21	-0,002	4,1	47,8	vérifiée

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tous les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des acier

1) Vérification au 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 au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol RDC	55×60	2,26 1	3,76	0,04	0,5 8	90,567	0,039	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×55	2,02 3	3,67	0,04	0,5 3	89,650 3	0,106	1	Vérifiée

3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 × 50	2,023	4,046	0,04	0,48	45,1623	0,171	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×45	2,023	4,49	0,04	0,43	35,9878	0,240	1	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×40	2,023	5,05	0,075	0,38	7,7747	0,290	1,875	Vérifiée
9 ^{ème} étage	30×35	2,023	5,78	0,075	0,33	33,2649	0,327	1,875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

Dispositions constructives :

Longueurs de recouvrement

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

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

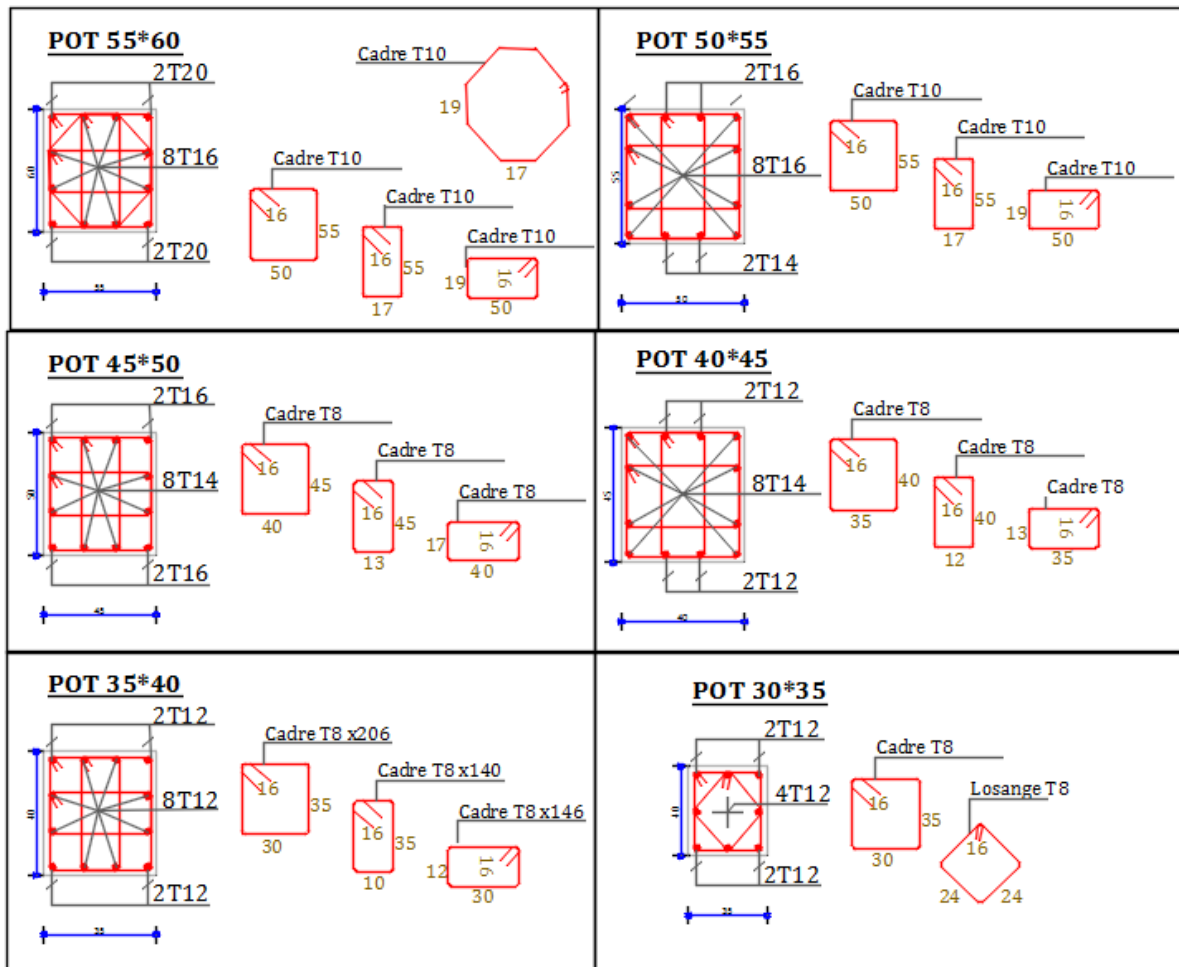
Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

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

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

Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau.V.8. Ferrailage des poteaux



V.3. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du planchers vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du leRPA99/version 2003.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par leRPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

V.3.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art 7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

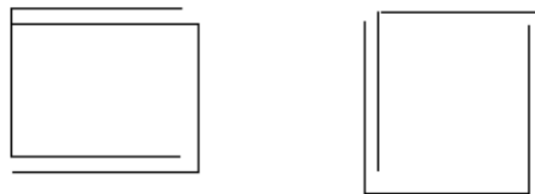


Figure .2 Armature transversale dans la zone nodale

➤ **Armatures transversales :** RPA99/2003 Art 7.5.2.2

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

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

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×35	5,25	42	63

IV.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M travée	M appui	V	M travée	M appui	V
<i>RDC et étage courant</i>	117,34	-119,48	196,89	57,98	-58,06	75,85
<i>Terrasse inaccessible</i>	60,38	-74,86	94,06	16,32	-25,19	22,97

V.3.1. Sollicitation et ferraillement des poutres

Tableau V.11 Armatures longitudinales dans les poutres

Niv	Type	Section	Localisation	M(Kn.m)	Vu(KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} Cm ²	N ^{bre} de barres
Étage courant	PP	30×40	Appuis	-119,48	196,89	9,46	5,25	3HA16+3HA14=10,65cm ²
			Travée	117,34		9,37		3HA16+3HA14=10,65cm ²
	PS	30×35	Appuis	-58,06	75,85	4,63	5,25	3HA12+3HA12=6,79cm ²
			Travée	57,98		4,156		3HA12+3HA12=6,79cm ²
T.inaccessible	PP	30×40	Appuis	-74,86	94,06	6,00	5,25	3HA12+3HA12=6,79cm ²
			Travée	60,38		4,43		3HA12+3HA12=6,79cm ²
	PS	30×35	Appuis	-25,19	22,97	2,35	5,25	3HA12+3HA12=6,79cm ²
			Travée	16,32		1,32		3HA12+3HA12=6,79cm ²

A) Ferrailage transversal

❖ Calcul de ϕ_t

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

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

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

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

❖ Calcul des espacements S_t

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Poutres principales}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 1,43 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{cal}} \Rightarrow \text{Poutres secondaires}$$

Calcul des longueurs de recouvrement :

$$\begin{aligned} \phi = 20 \text{ mm} &\rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 80 \text{ cm} \\ \phi = 16 \text{ mm} &\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.} \\ \phi = 14 \text{ mm} &\rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.} \\ \phi = 12 \text{ mm} &\rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \end{aligned}$$

V.3.3. Les Vérifications nécessaires

à l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

✓ En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Verification
Principales	196,89	1,72	3,33	Vérifiée
Secondaires	75,85	0,76	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

En appui de rives : $A_l > \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

En appui de rives : $A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times (v_u + \frac{M_a}{0,9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Tableau V.13 Vérification au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (kN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times v_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}$	Observation
Principales	10,65	196,89	-119,48	5,64	-4,38	Vérifiée
Secondaires	6,79	75,85	-58,06	2,18	-3,43	Vérifiée

Vérification à l'ELS**État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Principales	Appui	-61,34	14,08	85094	6,77	15
	Travée	40,70	14,08	85094	10,37	15
Secondaires	Appui	-19,55	11,95	62195	2,646	15
	Travée	13,30	11,95	62195	3,684	15

Vérification de la flèche : D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{M_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Poutre principale :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{40}{505} = 0,079 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,625 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,3} = 0,0093 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Poutre secondaire :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{35}{400} = 0,087 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,625 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,33} = 0,00685 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

Vérification de la zone nodale :

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

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

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Détermination du moment résistant dans les poteaux.

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section de béton.
- de la quantité d'acier dans la section de béton
- de la contrainte limite élastique des aciers.

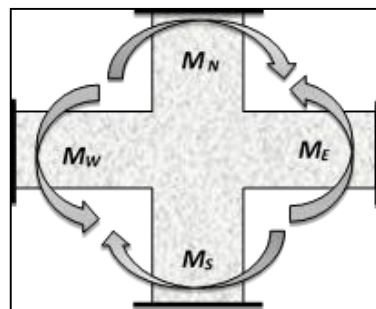


Figure.III.3 Les moments dans la zone nodale

Tel que: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec: $z = 0,9d$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MP}$

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	h(m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
S.sol et rdc	0,6	0,522	28,65	598,212
Etage 1 et 2	0,55	0,477	22,24	424,34
Etages 3 et 4	0,5	0,432	20,36	351,82
Etage 5 et 6	0,45	0,387	17,09	264,55
Etage 7 et 8	0,4	0,342	13,57	185,63
Etage 9	0,35	0,297	9,05	107,51

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutre principaux				Poutres secondaires			
	h(m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)	h(m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
Sous-sol + RDC	0,4	0,36	10,65	133,42	0,35	0,315	6,79	74,43
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,4	0,36	10,65	133,42	0,35	0,315	6,79	74,43
3 ^{er} et 4 ^{ème} étage	0,4	0,36	10,65	133,42	0,35	0,315	6,79	74,43
5 ^{er} et 6 ^{ème} étage	0,4	0,36	10,65	133,42	0,35	0,315	6,79	74,43
7 ^{er} et 8 ^{ème} étage	0,4	0,36	10,65	133,42	0,35	0,315	6,79	74,43
T.inaccessible	0,4	0,36	6,79	85,06	0,35	0,315	6,79	74,43

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant/

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale

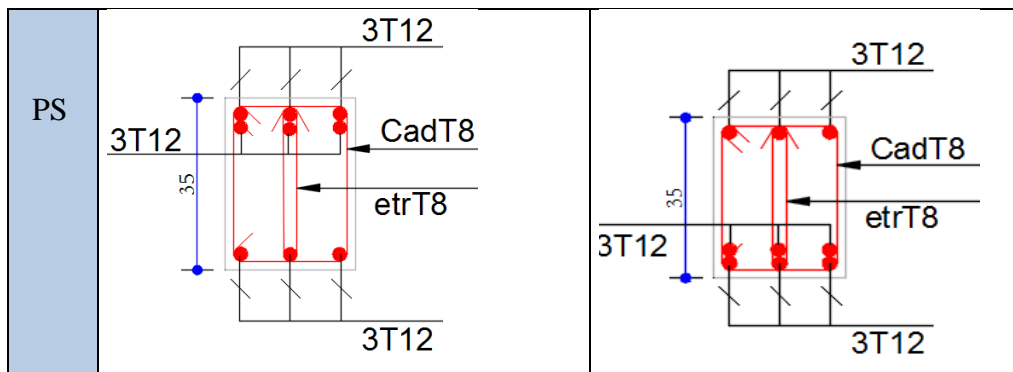
Niveau	poutres	M _S	M _N	M _S +M _N	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
Sous-sol + RDC	PP	598,212	598,212	1196,424	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	PP	424,34	598,212	1022,55	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	
3 ^{er} et 4 ^{ème} étage	PP	351,82	424,34	776,34	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	
5 ^{er} et 6 ^{ème} étage	PP	264,55	424,34	688,89	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	
7 ^{er} et 8 ^{ème} étage	PP	185,63	264,55	450,18	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	
9 ^{ème} étage	pp	107,51	107,51	215,02	85,06	133,42	273,1	Vérifiée
	PS				74,43	74,43	186,075	

Tableau V.18 Schéma de ferrailage des poutres étage courant

Étage courant		
Type	En appui	En travée
PP		
PS		

Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible		
type	En appui	En travée
PP		



V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction :

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.3.3 Recommandations de RPA

Armatures verticales :

Sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

L'espacement des barres verticales doit être réduit par de moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure

Armatures horizontales:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA99V2003** préconise les règles suivantes:

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (a: épaisseur du voile).
 - $S \leq 30$ cm.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40 cm pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible. 20 cm pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

D'après le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4}$

➤ Armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile, elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

➤ Armature de potelet

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à $4HA10$.

➤ Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivante:

$$A_{vt} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec:} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Règles communes**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales de 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 $S_t \leq \min$
- ✓ (1,5e; 30cm)
- ✓ 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 de l'effort 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 :

$$A_{ij} = 1,1V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Niveaux	Nmax → M _{cor}		Mmax → N _{cor}		Nmin → M _{cor}		V _d (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
S.sol aux 1 ^{er} étage	1216,26	9,27	866,99	42,29	554,22	19,48	119,6
2 ^{eme} aux 4 ^{eme} étage	920,75	18,18	625,74	83,3	399,61	79,01	90,61
5 ^{eme} aux 7 ^{eme} étage	584,72	11,72	381,239	62,776	239,629	60,139	76,06
6 aux 9 ^{eme} étages	226,64	1,89	120,61	22,84	68,10	22,58	26,94

Voile V_{X1}:

N_{max} = 1216,26 KN; M_{cor} = 9,27 KN.m ; V_u = 119,6 KN

l = 1,2 m ; e = 15cm ; d = 1,15 m ; d' = 0,05 m ; (Situation accidentelle)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{9,27}{1216,26} = 7,6 * 10^{-3} \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{1,2}{2} = 0,6\text{m}$$

Avec :

N_U (d-d') - M_{UA} =(1)

(0.337h-0.81d') b h f_{bu} = (2)

(1) → 0,6596 MN.m

(2) → 1,21 MN.m

N < N_{cc} et de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 9,27 + 1216,26 \times \left(1,15 - \frac{1,2}{2} \right) = 678,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,678}{0,15 \times (1,15)^2 \times 18,48} = 0,184$$

$$\mu_{bu} = 0,184 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,257$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,03 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{678,21}{1,03 \times 400} = 16,43 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -13,976 \text{ cm}^2$$

• Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a : $\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1216,26 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,15} + \frac{9,27 \times 10^{-3}}{0,0216} \times 0,6 = 7,186 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1216,26 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,15} - \frac{9,27 \times 10^{-3}}{0,0216} \times 0,6 = 6,32 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{6,32 \times 1,2}{7,186 + 6,32} = 0,56 \text{ m} \\ l_c = 1,2 - 2 \times 0,56 = 0,08 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 56) = 1,68 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 8) = 0,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 120) = 2,7 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 119,6 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1,15} = 0,971 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 22,5 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{0,971 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Ferraillage longitudinal

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles et combinaisons on les a résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.21 Sollicitations et ferraillage du voile Vx_1 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol aux 1 ^{ère}	2 ^{ème} 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 aux 9 ^{ème} étage
Section (cm ²)	120×15	120×15	120×15	120×15
M (KN.m)	9,27	18,18	11,72	1,89
N (KN)	1216,26	920,75	584,72	226,64
V (KN)	119,6	90,61	76,06	26,94
D (cm)	115	115	115	115
τ (MPa)	1,03	0,78	0,66	0,23
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	7,014	5,62	3,574	1,311

$\sigma_{min}(MPa)$	6,499	4,61	2,92	1,206
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt	0,56	0,54	0,54	0,57
Lc	0,08	0,12	0,12	0,05
A_t^{min}	1,73	1,62	1,62	1,72
A_c^{min}	0,07	0,18	0,18	0,08
$A^{cal}/face(\sqrt{cm^2})$	-13,97	-10,655	-7,008	-2,86
$A^{min}(cm^2)$	2,7	2,7	2,7	2,7
$A_t^{adop}/par\ face$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$A_c^{adop}/par\ face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_v.adop(cm^2)$	4,71	4,71	4,71	4,71
St(cm)	20	20	20	20
$A^{cal}(cm^2)h$	0,91	0,73	0,62	0,22
$A^{min}(cm^2)h$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A^{adop}(cm^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}/par\ Plan$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St(cm)	20	20	20	20

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} aux 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} Aux 7 ^{ème} étage	8 et 9 ^{ème} étage
Section(cm^2)	150×15	150×15	150×15	150×15
M(KN.m)	236,07	242,7	128,277	41,49
N(KN)	727,9	224,5	184,02	84,001
V(KN)	143,77	151,5	121,77	52,0023
D(cm)	115	145	115	115
$\tau(MPa)$	0,55	1,05	0,84	0,36
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$\sigma_{max}(MPa)$	7,43	5,37	3,0399	1,11
$\sigma_{min}(MPa)$	-0,96	-3,37	-1,45	-0,36
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt	0,17	0,57	0,48	0,37
Lc	1,15	0,34	0,53	0,75
A_t^{min}	0,52	1,64	1,44	1,1
A_c^{min}	1,73	0,58	0,81	1,14
$A^{cal}/face(\sqrt{cm^2})$	-4,4	1,59	-0,07	-0,35
$A^{min}(cm^2)$	3,375	3,375	3,375	3,375
$A_t^{adop}/par\ face$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_c^{adop}/par\ face$	2HA12+3HA10	2HA12+3HA10	2HA12+3HA10	2HA12+3HA10
$A_v.adop(cm^2)$	6,19	6,19	6,19	6,19
St(cm)	20	20	20	20

$A^{cal}(\text{cm}^2)h$	0,51	0,98	0,79	0,34
$A^{min}(\frac{\text{cm}^2}{h})$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A^{adop}(\text{cm}^2)$	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}/\text{parPlan}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau V.22 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{eme} aux 3 ^{eme} etage	4 ^{eme} Aux6 ^{eme} etage	7et9 ^{eme} étages
Section(cm^2)	200×15	200×15	200×15	200×15
M(KN.m)	572,407	455,20	180,65	82,69
N(KN)	340,81	186,11	108,9	63,97
V(KN)	269,24	228,07	137,75	83,04
D(cm)	195	195	195	195
$\tau(\text{MPa})$	1,4	1,18	0,71	0,43
$\bar{\tau}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$\sigma_{max}(\text{MPa})$	6,86	5,17	2,169	1,04
$\sigma_{min}(\text{MPa})$	-4,58	-3,93	-1,446	-0,61
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t	0,8	0,86	0,8	0,74
L_c	0,39	0,27	0,4	0,52
A_t^{min}	2,4	2,59	2,39	2,23
A_c^{min}	0,6	0,41	0,60	0,77
$A^{cal}/\text{face}(\text{cm}^2)_v$	3,5	3,7	0,97	0,25
$A^{min}(\text{cm}^2)$	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_t^{adop}/\text{parface}$	4HA10+4HA12	4HA10+4HA12	4HA10+4HA12	4HA10+4HA12
$A_c^{adop}/\text{parface}$	3HA10	2HA10	3HA10	3HA10
$A_{v.adop}(\text{cm}^2)$	10,02	9,23	10,02	10,02
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
$A^{cal}(\text{cm}^2)_h$	1,31	1,11	0,67	0,4
$A^{min}(\text{cm}^2)_h$	0,45	0,45	0,45	0,45
$A^{adop}(\text{cm}^2)_h$	1,57	1,57	1,01	1,01
$N^{bre}/\text{parPlan}$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

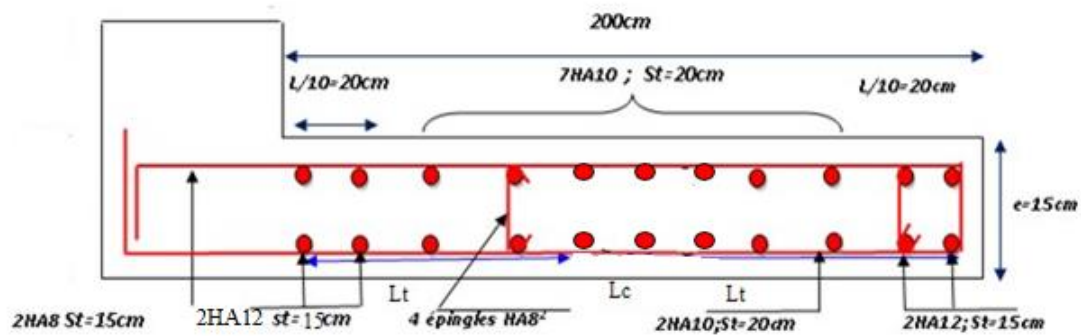


Figure V.4 Schémas de ferrailage de voile Vy3

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 ferrillages des différents éléments principaux, que, nous avons étudié dans ce chapitre : Les poteaux ont été calculés et ferrillés en adoptant le maximum donné par le RPA, il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus importants que celui calculé par le BAEL. LES poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations sont obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et du BAEL.

Chapitre VI

VI. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.1. Etude des fondations

VI.1.1. Les différents types de fondations :

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

$D/B \leq 6$: fondation superficielle (semelle isolée ; semelle filante ou radier général)

$6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)

$D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux ...)

VI.1.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol.

Les Charges transmises au sol.

La distance entre axes des poteaux.

La nature du sol.

La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adoptera des fondations superficielles. Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3 Vérification des fondations superficielles

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0.8 \times G \pm E \quad \text{ELS} \quad \text{ELU}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma}$$

$N=2405,1486$ KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel (ETABS V2016))

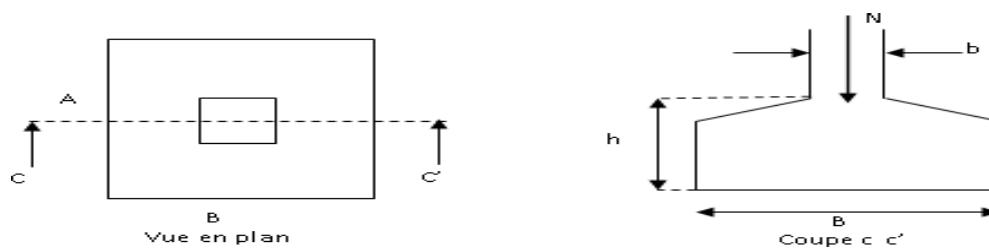


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = 3,38\text{m}$

$B = 3,5\text{m}$; $A = 3,25\text{m}$

a, b : dimensions du poteau à la base, poteau rectangulaire.

Sens X : L_{min} (entre axes des poteaux) = 3,65m

Sens Y : L_{min} (entre axes des poteaux) = 2,2 m

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante la plus sollicitée, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5 N6 Pour la semelle filante 1 (la plus sollicitée

$$N = \sum_1^6 2264,374 + 2216,0288 + 2332,3 + 2387,84 + 2240,77 + 2405,148 = 13846,46$$

$$B \geq \frac{N}{\partial * L} = \frac{13846,46}{200 * 26,6} = 2,602\text{m}$$

L'entre axe minimale des poteaux est de 2,2m on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type ne convient pas a notre structure

D'une manière générale les fondations doivent satisfaire la relation suivante : $\frac{N_d}{S_F} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

N_d : Effort normal a la base de la structure sous combinaison sismique

S_F : Surface de la fondation

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol

$$\frac{55576,67}{S_F} \leq 200$$

$$S_F \geq \frac{55576,67}{200} = 277,88\text{m}^2$$

$$\frac{S_F}{S_b} = 61,27\%$$

Avec $S_b = 453,53\text{m}^2$: surface de la bâtisse en contact avec le sol

On constate d'après le résultat ci-dessus que la surface des fondations représente 74% de la surface du bâtiment et qui stipule que si la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, on calcule un radier général.

VI.1. Pré dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{\max} = 505$ m

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{505}{20} = 25,25\text{cm} \quad \text{Soit } h_r = 30\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{505}{10} = 50,5\text{cm} \quad \text{Soit } h_t = 55\text{cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 5,05^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 73,59\text{cm}$$

Donc, $h_t \geq 73,59\text{cm}$

La hauteur de la nervure choisie auparavant ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 75$ cm

La largeur de la nervure

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t$$

Soit $b = 45$ cm

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 75$ cm .

La largeur de la nervure : $b = 45\text{cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$

Enrobage $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 453,53 \text{ m}^2$

✓ Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 55576,6738 \text{ KN}$

On prend: $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment a la base}} = 453,53\text{m}^2$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{55576,6738}{200} = 277,88 \text{ m}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc un débord n'est pas nécessaire

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment a la base}} = 453,53 \text{ m}^2$

VI.1.1 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,2\text{MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} X_G = 13,075 \text{ m} \\ Y_G = 5,425 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{xx} = 26741,64\text{m}^4 \\ I_{yy} = 10986,85 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 86,086 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = 70,225 \text{ MN.m} \end{cases} \quad \text{Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{55,57667}{453,53} + \frac{86,086}{26741,64} \times 5,425 = 0,139 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{55,57667}{453,53} - \frac{86,086}{26741,64} \times 5,425 = 0,105 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,139 + 0,105}{4} = 0,1305 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,2\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{55,576}{453,53} + \frac{70,225}{10986,85} \times 13,075 = 0,205\text{MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{55,5766}{453,53} - \frac{70,225}{10986,85} \times 13,075 = 0,038\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,205 + 0,038}{4} = 0,16\text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,2\text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.1.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 * h_t = 0.675\text{m}$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{55576,6738 \times 5,05}{2 \times 453,53} = 309,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{309,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0,46 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

VI.1.3 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normal à l'état ultime

h_t : Hauteur totale de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60x55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$ Tel que :

$$A = a + h_t = 0.60 + 0,75 = 1.35 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0,75 = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 5,3 \text{ m et } N_d = 3316.75 \text{ KN}$$

$$N_d = 2,405 \text{ MN} < 0.045 \times 5,3 \times 0,75 \times \frac{25}{1.15} = 3,888 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.1.4 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 3,23$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 453,53 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 55576,6738 \text{ KN} \geq 1.15 \times 3,23 \times 453,53 \times 10 = 16846,37 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.1.5 vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\checkmark \text{ Sens X-X : } e = \frac{86,086}{55,57} = 1,54 < \frac{17,05}{4} = 4,26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ Sens-Y-Y : $e = \frac{70,225}{55,57} = 1,26 < \frac{26.6}{4} = 6,65\text{m} \dots \dots \dots$ vérifiée

VI.2 Ferrailage du radier général

VI.2.1 Calcul à l'ELU

• **Calcul des sollicitations**

$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$N_u = N_{u,cal} + 1,35(N_{rad} + N_{fiche\ pot}) + 1.5Q$

$Q_u = \frac{1}{453,53} \times (55576,67 + 1.35(3401,47 + 1995,53 + 1968 + 330) + 1.5 \times 1133,82) = 67665,65\text{KN} \Rightarrow Q_u = \frac{67665,65}{453,53} = 149,19 \text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$l_x = 4 - 0.75 = 3,25\text{m}$, $l_y = 5,05 - 0.75 = 4,3\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.75 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travail selon deux sens

$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0621 \times 149,19 \times 4^2 = 148,24\text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.5105 \times 148,24 = 75,68\text{KN.m} \end{cases}$

• **Calcul des moments corrigés**

$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 111,18 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 56,75\text{KN.m} \end{cases}$, $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -74,12 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$, $d = 0.25\text{m}$

• **Condition de non fragilité**

On a $e = 30\text{cm} > 12\text{cm}$ et $\rho = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min\ x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2,7\text{cm}^2 \\ A_{min\ y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,80\text{cm}^2 \end{cases}$

Tableau VI.1 : ferrailage de radier

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} De barres	St (cm)	
Travée	X-X	111,18	13,70	2,7	14,07	7HA16	15
	Y-Y	56,75	6,74	2,4	7,92	7HA12	15
Appui	74,12	8,90	2,7	10,08	7HA14	15	

VI.2.2 Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_u}{S_{rad}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$N_s = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{fiche\ pot} + Q$

$Q_s = \frac{1}{453,53} \times (40490,239 + (3401,47 + 1995,53 + 1968 + 330) + 1133,825) = 108,74 \text{ KN /m}^2$

$$\Rightarrow Q_s = \frac{49319,06}{453,53} = 108,74 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 119 \text{KN} \\ M_{oy} = 76,72 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 89,25 \text{KN} \\ M_{ty} = 57,53 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -59,5 \text{KN}$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	
Travée	X-X	89,25	8,37	77913	9,59 < 15	vérifier	285,75 > 201.63
	Y-Y	57,53	6,61	49804	7,63 < 15	vérifier	318,64 > 201.63
Appui	59,5	7,31	60336,5	7,21 < 15	vérifier	187,71 < 201.63	

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier en travées ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 ferrillages du radier à l'ELS

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	Nbre ^{barre}	St (cm)	
Travée	X-X	89,25	20,33	21,99	7HA20	15
	Y-Y	57,53	12,788	14,07	7HA16	15

VI.2.3 schémas de ferrillage

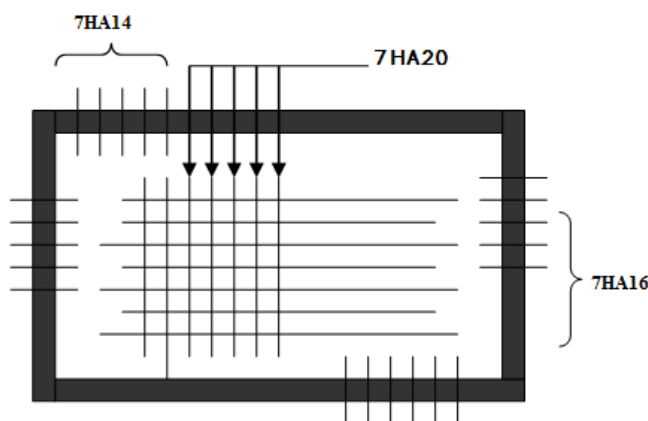


Figure VI.2. Détails du schéma de ferrillage du radier

VI.3 : Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.3.1 Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

§Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$\text{ELU : } P_u = 149,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = 108,74 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4 Chargements sur les travées sens xx (nervure 1)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	534,72	544,508	238,4	159,136
q_m^s (KN/m)	389,74	395,76	173,94	115,99

Tableau VI.5 Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH
q_m^u (KN/m)	404,86	404,86	396,73	410,34	396,73	404,86	455,11
q_m^s (KN/m)	295,17	295,19	289,17	300,84	289,17	295,19	331,72

Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Sens x-x :

Tableau VI.6 sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	ELU	0	-1036,30	3,77	1652,44
	ELS	0	-754,59		1214,49
BC	ELU	-1036,30	-554,60	2,95	1146,07
	ELS	-754,59	-403,165		834,38
CD	ELU	-554,6	-58,69	2,58	325,56
	ELS	-403,165	-42,775		237,38
DE	ELU	-58,69	0	1,04	23,644
	ELS	-42,775	0		17,23

Sens y-y :

Tableau VI.7 sollicitations sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	ELU	0	-302,47	2,21	411,68
	ELS	0	-220,53		300,11
BC	ELU	-320,47	-294,83	1,62	382,20
	ELS	-220,53	-214,93		272,26
CD	ELU	-294,83	-301,98	1,54	357,616
	ELS	-214,93	-220,77		279,86
DE	ELU	-301,98	-301,98	1,6	373,59
	ELS	-220,77	-220,77		272,96
EF	ELU	-301,98	-301,98	1,6	373,59
	ELS	-220,77	-220,77		272,96
FG	ELU	-301,98	-357,56	1,45	376,23
	ELS	-220,77	-260,65		374,61
GH	ELU	-357,56	0	2,41	361,26
	ELS	-260,65	0		366,827

Tableau VI.8 sollicitation maximale sur les nervures

SENS	localisation	M_{max} (KN.m)	
		ELU	ELS
XX	Travée	1652,44	1214,49
	Appui	-1036,30	-754,59
YY	Travée	411,68	366,82
	Appui	-357,56	-260,65

VI.3.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)

$h = 0,75m, h_0 = 0.3m, b_0 = 0.45m, d = 0,7m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0,45}{2} \leq \min\left(\frac{4,4}{2}; \frac{3,1}{10}\right) \Rightarrow b = 1m \\ \text{Sens yy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0,45}{2} \leq \min\left(\frac{3,45}{2}; \frac{1,6}{10}\right) \Rightarrow b = 0,75m \end{array} \right.$$

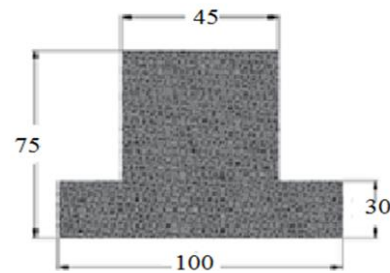


Figure VI.3. Coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $(b \times h)$

Tableau VI.9 Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nbre Barres
X-X	Travée	1652,44	78,66	8,45	79,48	7HA32+5HA25
	Appui	-1036,30	46,29		49,09	10HA25
Y-Y	Travée	411,68	17,62	6,33	15,71	5HA20
	Appui	-357,56	15,22		18,85	6HA20

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 21,42; 45)mm \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10mm \text{ et}$$

$$A_{tran} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 8HA10 = 6.28cm^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(18,75; 12; 200),$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$.

VI.3.3 Vérification à L'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots F. N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1024,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,7} = 1.49MPa < 2.5MPa \dots \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{696,91 \times 10^{-3}}{0,75 \times 0,7} = 1.327MPa < 2.5MPa \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.10 vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M _s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	travée	1214,49	30,61	1,86*10 ⁷	2 < 15	vérifier	38,57 < 201.63
	Appui	-754,59	25,57	0,17*10 ⁷	11,34 < 15	vérifier	295,82 > 201.6
Y-Y	travée	366,82	15,959	0,074*10 ⁷	7,91 < 15	vérifier	401,824 > 201.6
	Appui	-260,65	17,268	0,086*10 ⁷	5,233 < 15	vérifier	239,73 > 201.6

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 ferrailages à l'ELS

Local		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nbre barres
XX	Appui	-754,59	61,65	64,34	8HA32
Y-Y	travée	366,82	28,82	34,36	7HA25
	Appui	-260,65	20,178	24,54	5HA20

Armature de peau

D'après le CBA93 (Art A.7.3), il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

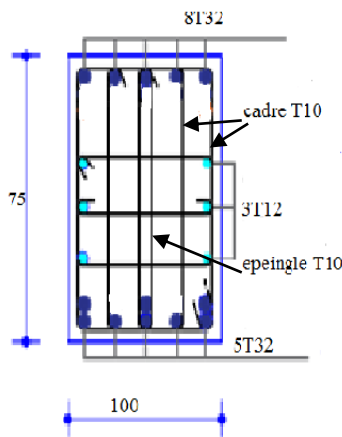
Leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$.

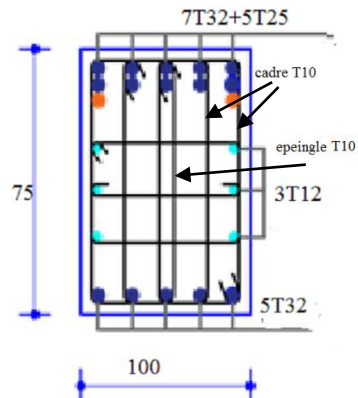
Soit : 3HA12= 3,39 cm² par face.

VI.3.5 schémas de ferrailage

Nervures sens x-x



En appui



En travée

Nervures sens y-y

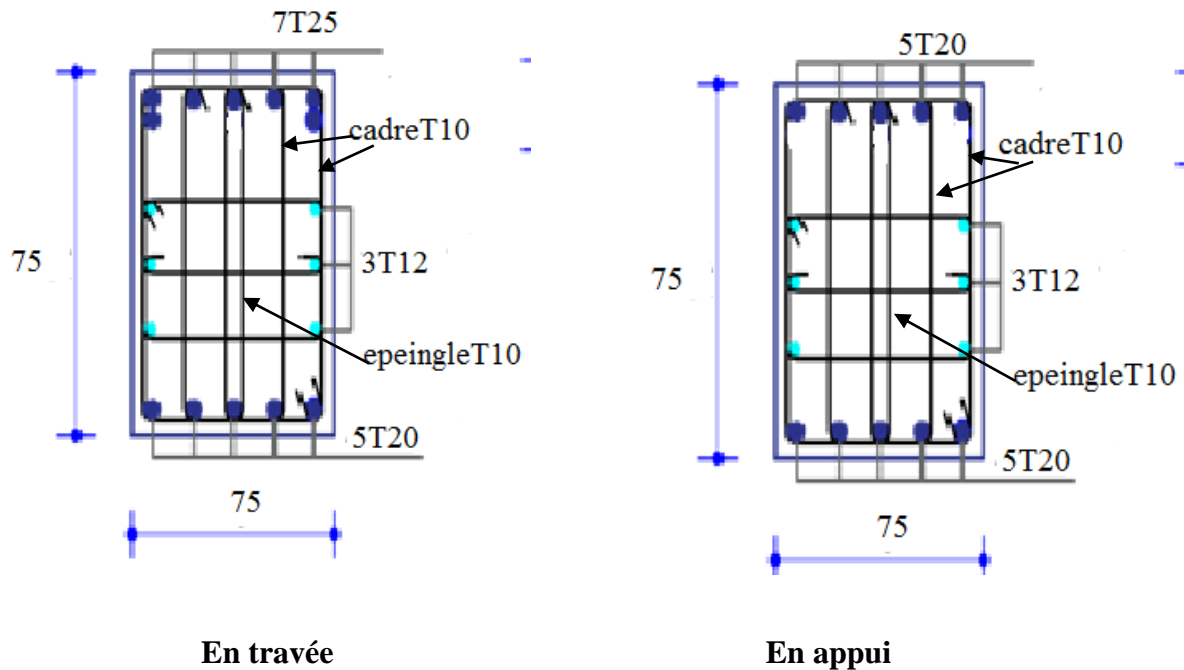


Figure VI.4 schémas de ferrailage des nervures selon les deux sens

VI.4 études du voile périphérique

Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$l_x = h_e - h_p = 3,23 - 0,4 = 2,83\text{m}$$

$$\frac{283}{35} \leq e \leq \frac{283}{30} \rightarrow 8,08 < e < 9,43$$

l_x : La petite portée de panneau de la dalle.

h_e : hauteur d'étage.

h_p : hauteur de la poutre.

On opte pour une épaisseur de 15 cm

VI.4.1 Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h=6m$
- Longueur $L=5,05m$
- Épaisseur $e=15\text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique $\gamma_h = 21,9\text{KN/m}^3$
- Cohésion $c_u = 0,82\text{bar}$

On prend $c_u = 0$ (calcul plus defavorable)

- Angle de frottement $\varphi = 10,02^\circ$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 6 \times 21,9 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{10,02}{2}\right) = 92,45 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge**

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 7,03 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

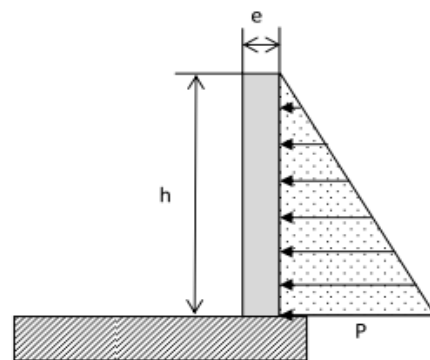


Figure VI 5. Poussées des terres sur les Voiles périphériques

VI.4.2 Calcul du ferrailage

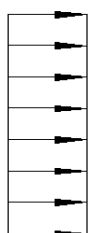
Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

σ (Q) KN/m²

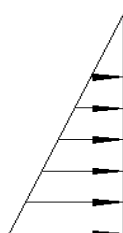
Q

σ (G)

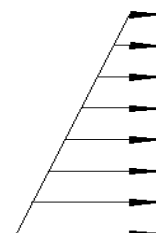
$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 10,545$$



+



=



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 77,73 \text{ KN/m}^2$$

Figure VI.6. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 * 77,73 + 10,545}{4} = 60,93 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 60,93 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x (h) = 2,83 \text{m} \quad e = 0,15 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{m}$$

$$\rho = \frac{2,83}{5} = 0,566 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,088 \times 60,93 \times 2,83^2 = 42,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 10,73 \text{KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 36,5 \text{ m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8,051 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -21,47 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec: } A_{\text{min}} = 0,1\% \times b \times h \quad \text{RPA99/2003 ART 10.1.2}$$

➤ Ferrailage

On fait le ferrailage d'une section (b x e) = (1 x 0,15)m²

Tableau VI.12 Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	36,5	0,152	0,207	0,119	8,797	1,5	7HA14=10,78
	Y-Y	8,05	0,033	0,042	0,12	1,81	1,5	4HA10=3,14
Appui		-21,81	0,0908	0,119	0,123	5,06	1,5	5HA12=5,65

✓ Espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 32 \text{ cm}$$

VI.4.3 Vérifications à l'ELU

$$\rho = 0,56 > 0,4$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\text{min}} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,56) 100 \times 15 = 1,46$$

$$A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{60,93 \times 2,83}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 2,83^4} = 78,19 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{60,93 \times 5}{2} \times \frac{2,83^4}{2,83^4 + 5^4} = 14,17 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{78,19 \times 10^{-3}}{0,12 \times 1} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

VI.4.4 Vérification à L'ELS

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,425 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 99,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 7,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 99,48 + 7,03}{4} = 76,36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 76,36 \text{ KN/m}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0923 \times 76,36 \times 2,83^2 = 56,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,425 \times M_{0x} = 23,98 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 47,97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 17,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -28,22 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN.m	Y (cm)	I(m ⁴) × 10 ⁻⁵	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
Travée	x-x	47,97	4,81	12,06	11,09	Vérifiée	248,88 > 201.63
	y-y	17,98	2,92	4,713	8,43	Vérifiée	301,41 > 201.63
Appui		-28,22	3,74	7,526	8,89	Vérifiée	229 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ² / ml)	$A_{adopté}$ (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	47,97	13,77	14.07	7HA16
	y-y	17,98	4.77	5.65	5HA12
Appui		-28,22	6,45	7.7	5HA14

VI.7 Schéma de ferrailage

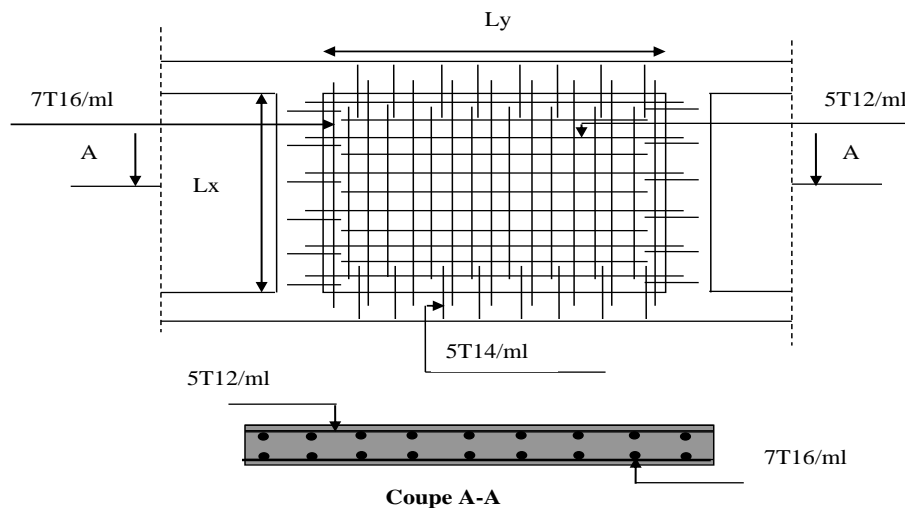


Figure VI.7 schémas de ferrailage voile périphérique

VI.5. Conclusion :

L'étude et le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol ainsi les caractéristiques géométriques de la structure

Après avoir effectué les calculs nécessaires on a opté pour un radier nervuré de 30cm de hauteur pour la dalle (h_r), de 75cm de hauteur pour les nervures (h_t) et d'une surface de $S=453,53$

Pour les voiles périphériques on a opté pour une section d'armature de 7HA16 selon le sens xx,

Et de 5HA12 selon le sens yy et 5HA14 en appuis.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail nous a permis d'appliquer nos connaissances acquises durant notre formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : etabs 2016, autocad ...etc.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges.

Dans le chapitre trois une étude détaillée des différents éléments secondaires du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armature correspondante à chaque élément

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction, la disposition adéquate a donné une disposition de quatre voiles dans le sens XX et une disposition de quatre voiles dans le sens YY, avec les différentes vérifications exigées de RPA99/2003

Après l'étude dynamique, on optera pour des poteaux de l'entre sol et RDC à 60x55cm², pour le 1^{ère} et 2^{ème} étage 55x50 cm², pour le 3^{ème} et 4^{ème} étage 50x45 cm², pour le 5^{ème} et 6^{ème} étage 45x40 cm², pour le 7^{ème} et 8^{ème} étage 40x35 cm², pour le 9^{ème} étage 35x30 cm², et pour les voiles de contreventement on a opté pour les voiles de l'entre sol à 15cm

L'étude des fondations est en fonction des charges exercées par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduit à opter pour un radier général à nervures d'une surface de 453,53 m² et des nervures de hauteur de 75cm et une dalle de compression de 30cm.

Enfin on espère bien que ce modeste travail soit utile pour les autres promotions

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

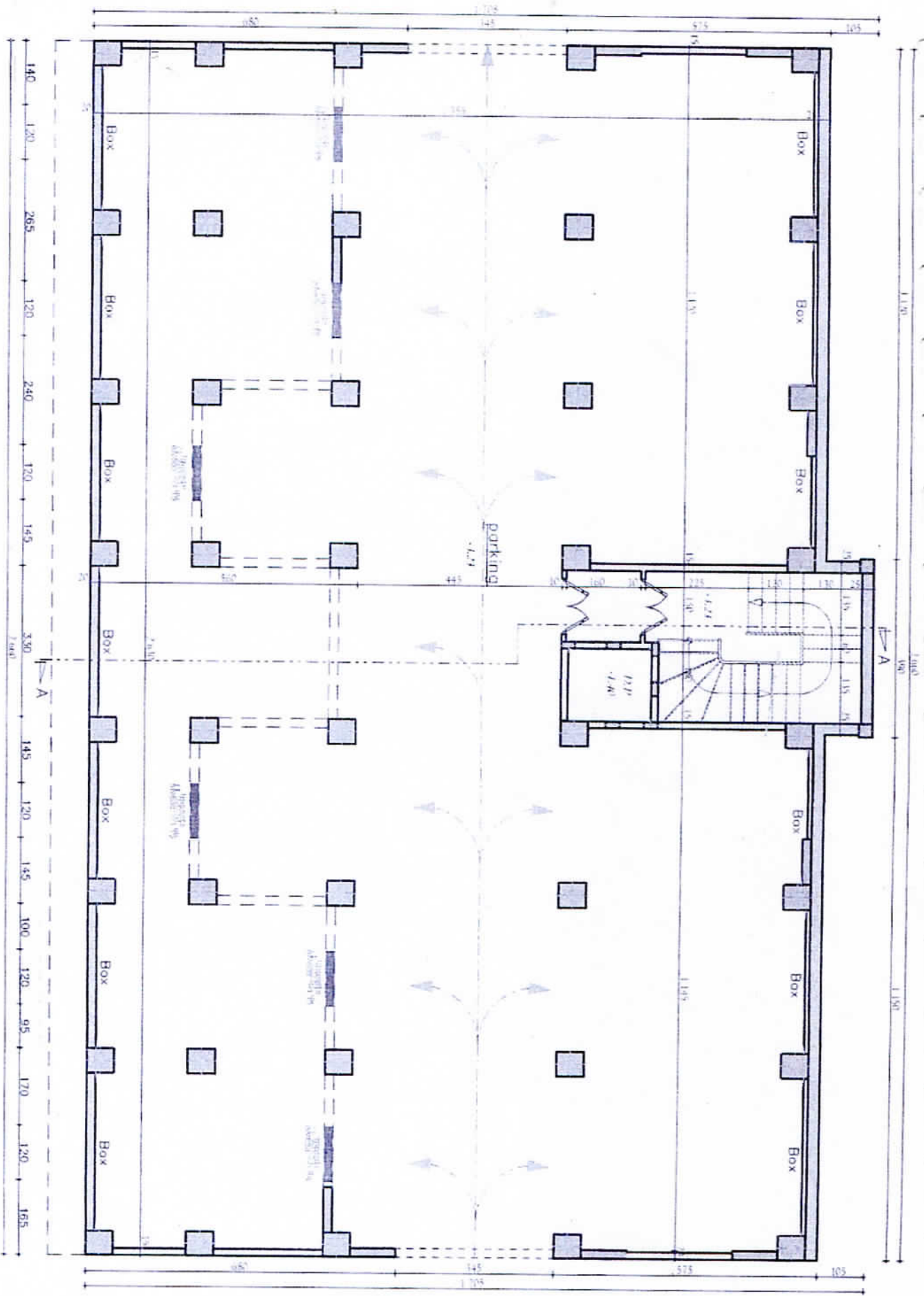
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

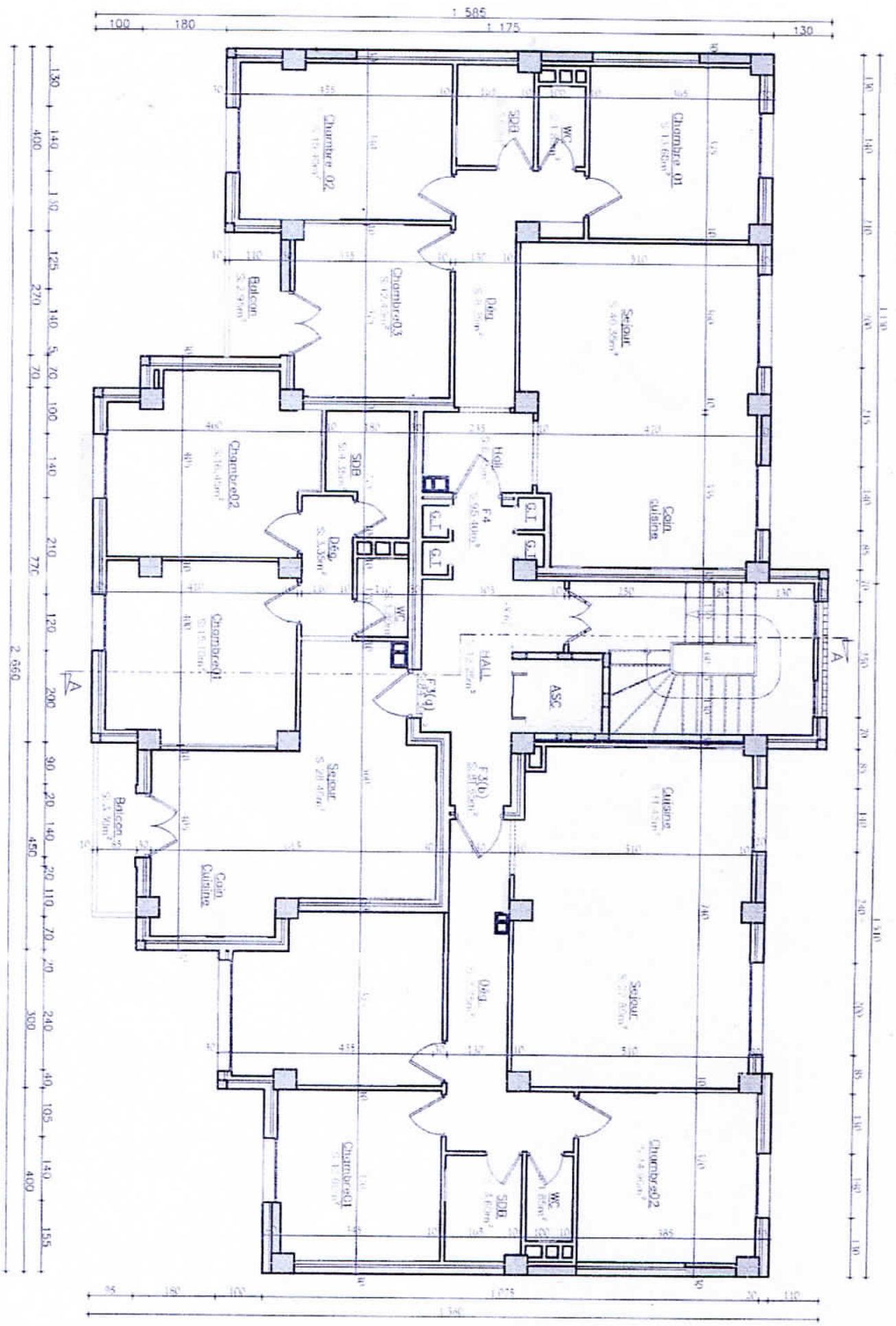
Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	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	14.70	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

Les plans

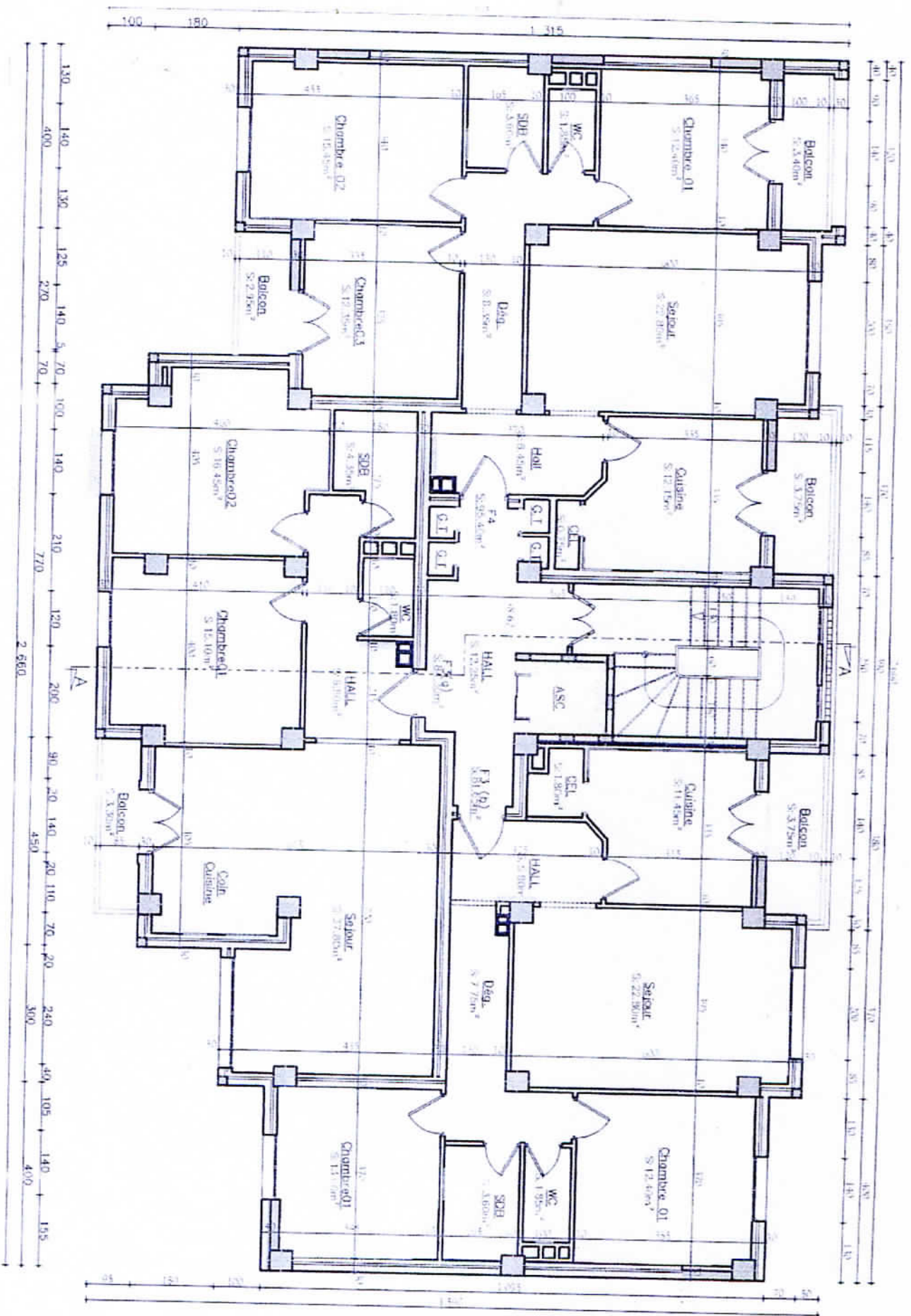


PLAN DU SOUS SOL
 ECHELLE : 1/50



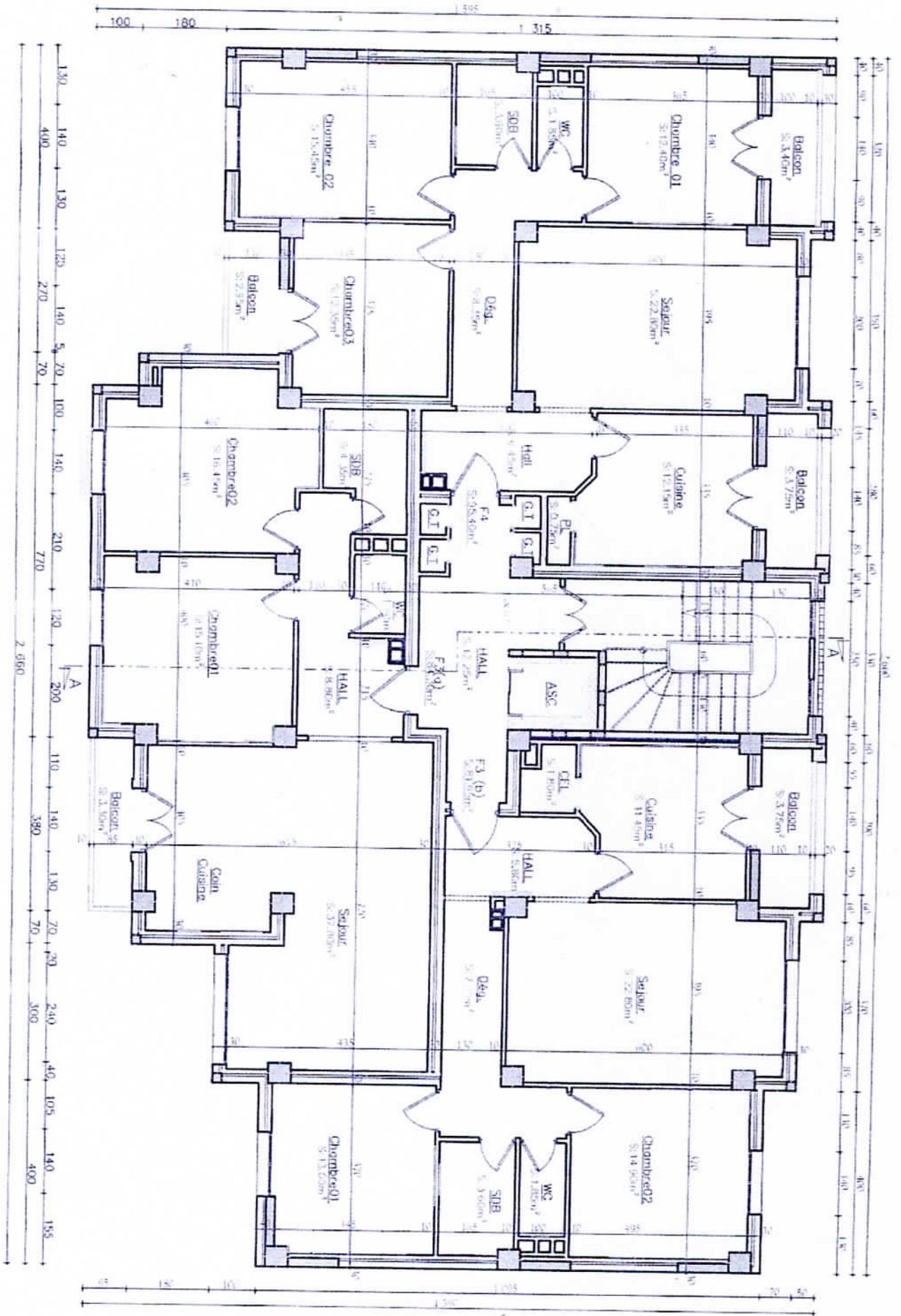
PLAN DE L'ETAGE 01

ECHELLE : 1/50

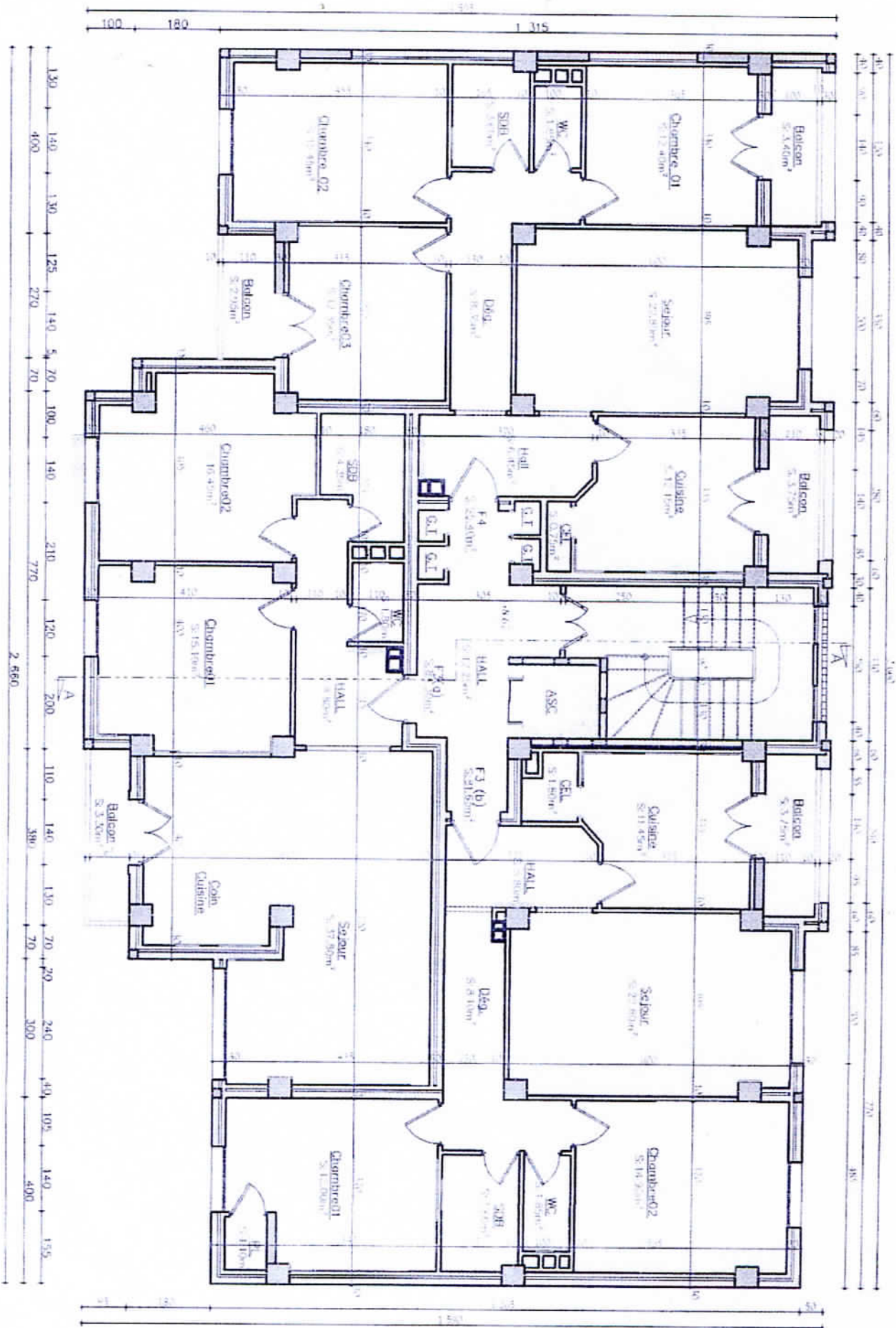


PLAN DE L'ETAGE 02

ECHELLE : 1/50

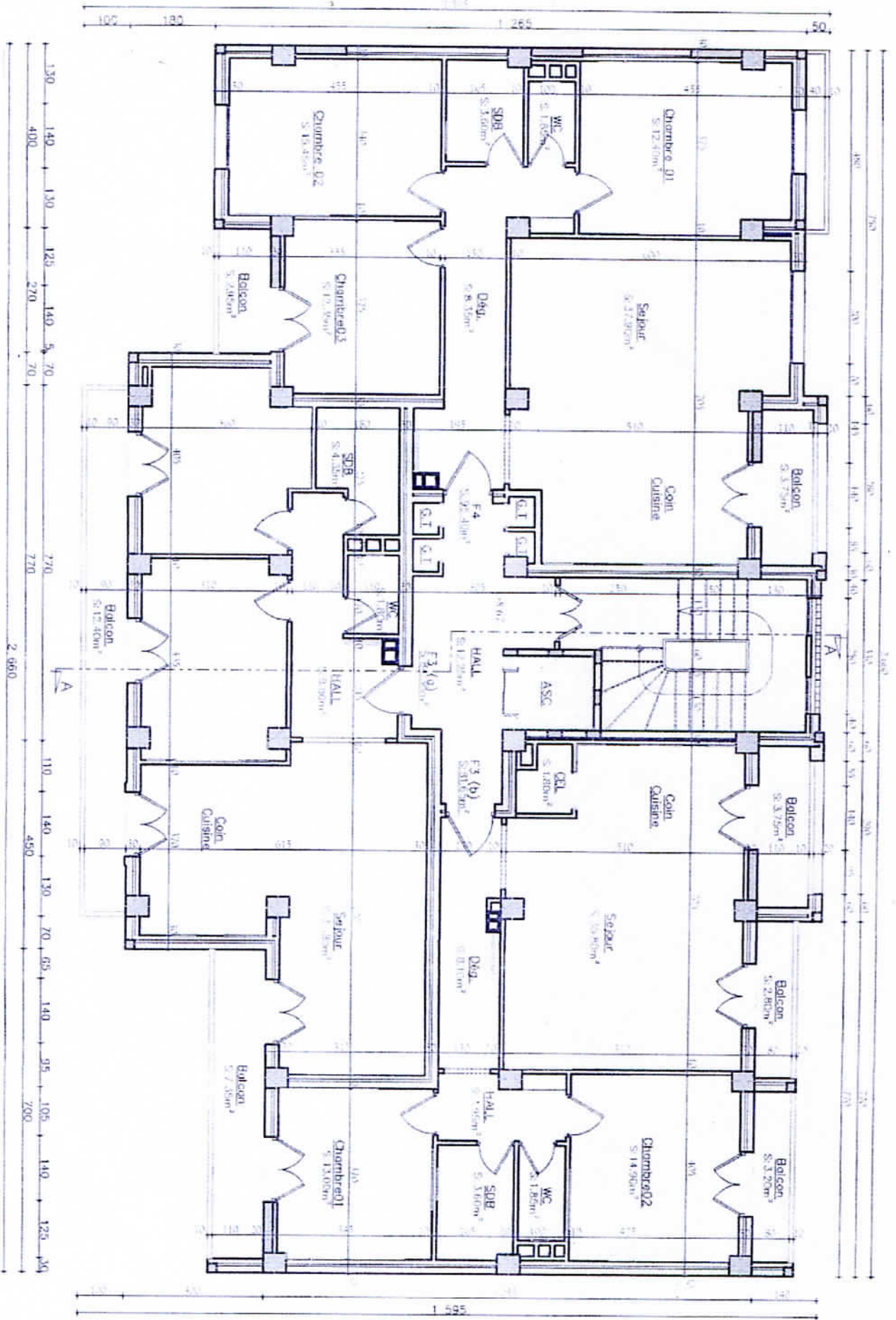


PLAN DES ETAGES 03A 06
 ECHELLE : 1/50



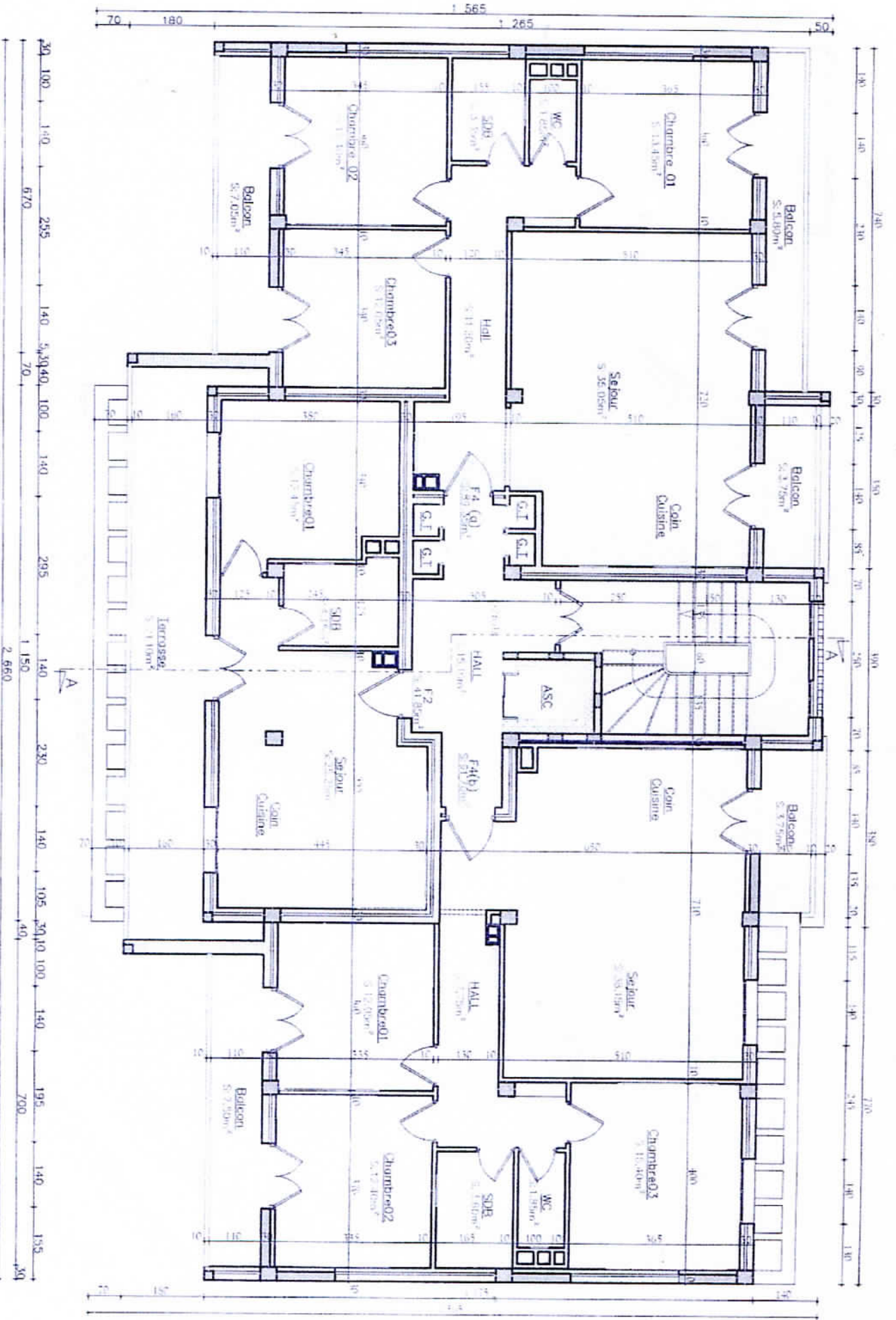
PLAN DE L'ETAGE 01

ECHELLE : 1/50

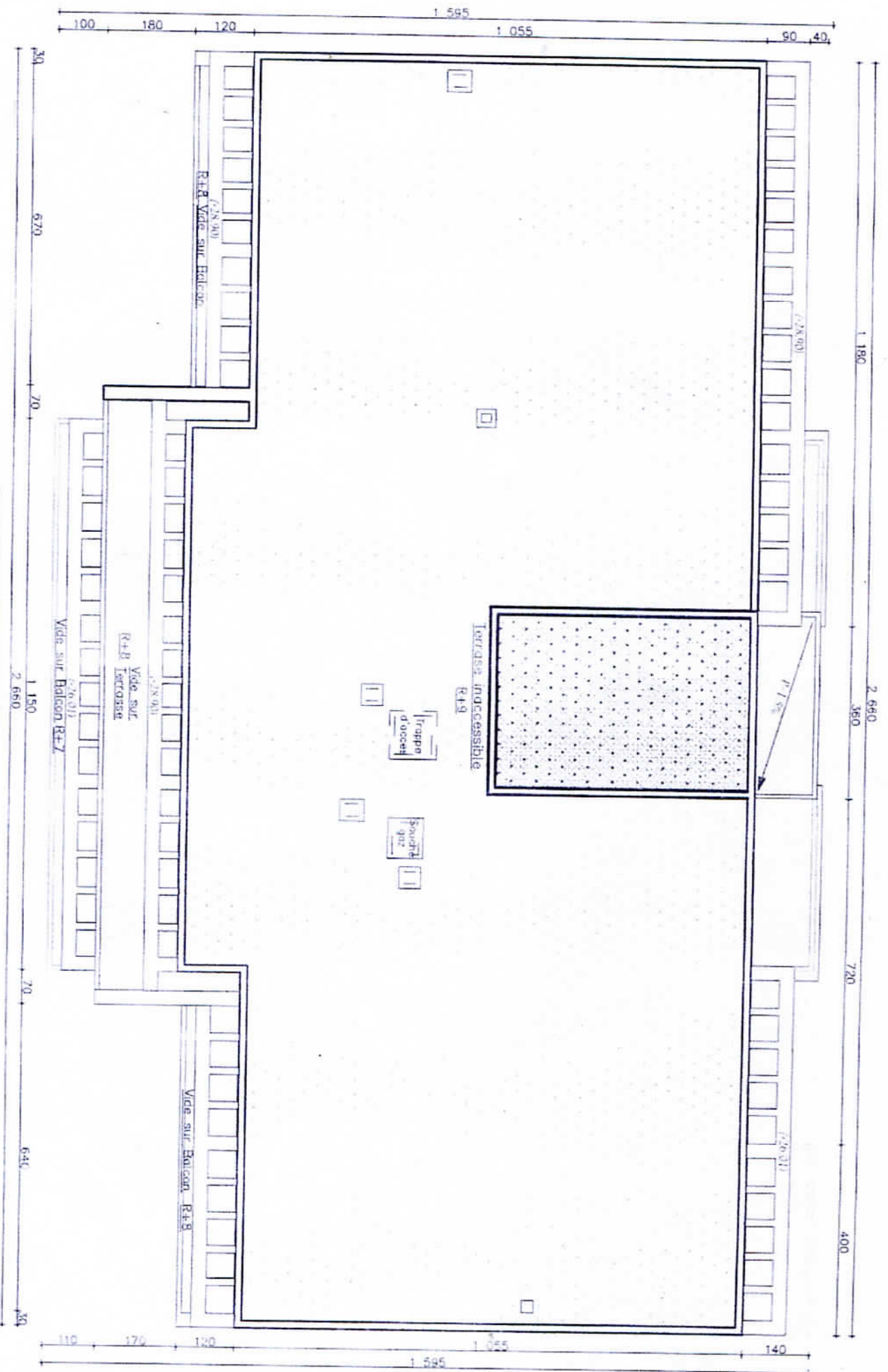


PLAN DE L'ETAGE 08

ECHELLE : 1/50



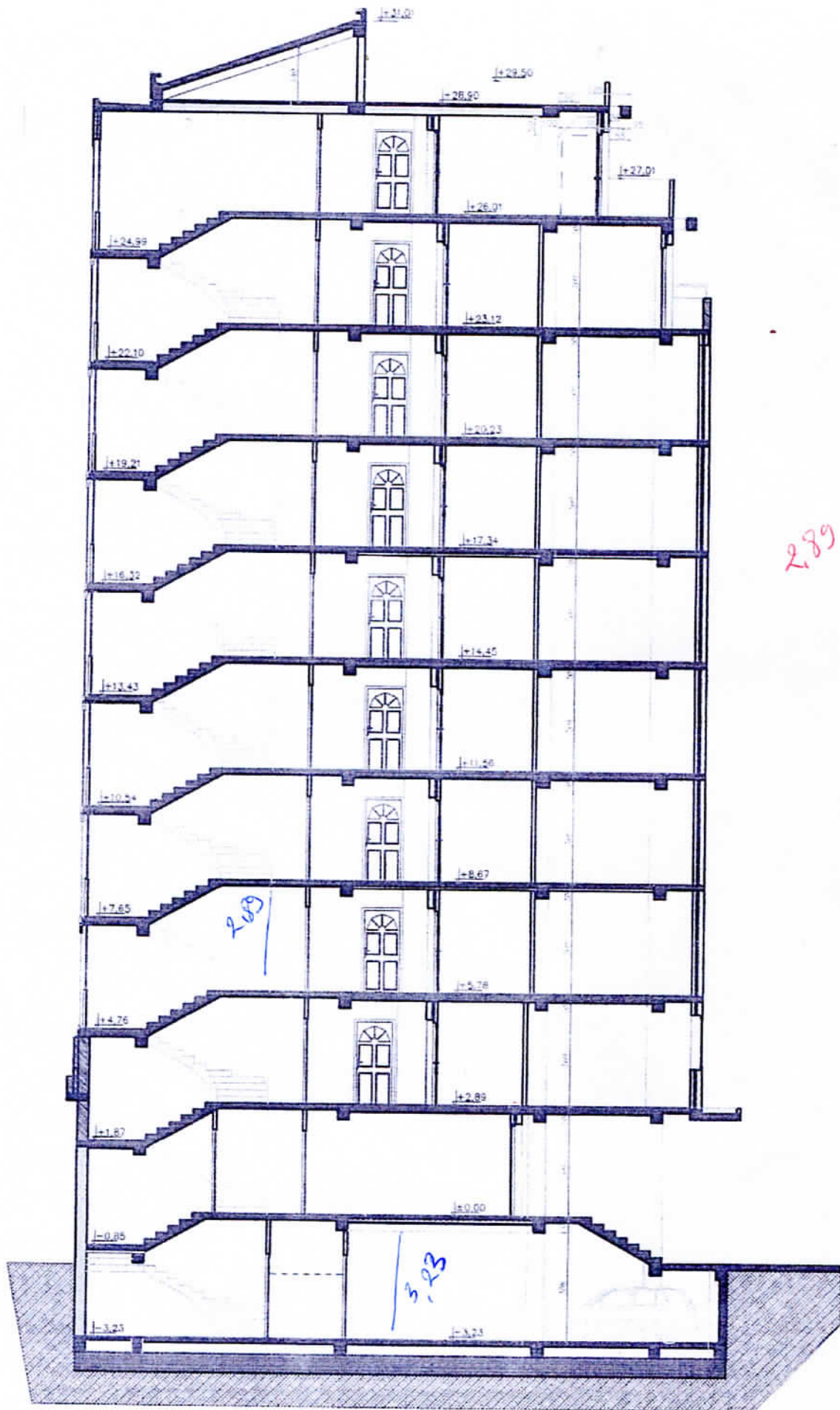
PLAN DE L'ETAGE 09
 BLOCS: B1, B2 & B3
 ECHELLE: 1/75



PLAN DE TERRASSE

BLOCS: B1, B2 & B3

ECHILLE: 1/75



COUPE A-A
 ECH : 1/50